

Neue Bezeichnung: INSTITUT FÜR BAUSTOFFE, MASSIVBAU UND BRANDSCHUTZ

INSTITUT FÜR BAUSTOFFKUNDE UND STAHLBETONBAU

DER TECHNISCHEN UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG

DIREKTOREN: PROF. DR.-ING. K. KORDINA · PROF. DR.-ING. F. S. ROSTASY



30-0118/001

SCHLUSSBERICHT

über das Forschungsvorhaben

"EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN ZUM STABILITÄTSVERHALTEN VON
BEWEHRTEN UND UNBEWEHRTEN BETONWÄNDEN"

bearbeitet von

Reiner Timm

BIBLIOTHEK

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
der Technischen Universität Braunschweig
Beethovenstraße 52
D-3300 Braunschweig

Antragsteller: Prof. Dr.-Ing. K. Kordina

Auftraggeber: Der Bundesminister für Raumordnung,
Bauwesen und Städtebau
Az.: B I 5 - 80 01 75 - 43

Braunschweig - Juli 1979

Inhaltsverzeichnis

Seite

Literaturhinweise	I
1. Einleitung	1
1.1. Problemstellung	1
1.2. Überblick über den Inhalt der Arbeit	3
2. Literaturüberblick	4
2.1. Versuche an Stahlbetonwänden	4
2.2. Berechnung von exzentrisch belasteten Stahlbetonwänden	9
3. Versuchsstand	11
3.1. Konstruktionsbedingungen	11
3.2. Versuchsrahmen	12
3.3. Lager- und Belastungskonstruktion	15
4. Versuchsdurchführung	18
4.1. Wahl der Versuchsparameter	18
4.2. Herstellen der Versuchskörper	21
4.3. Vermessen der Versuchskörper	22
4.4. Durchführung der Messungen	33
5. Versuchsergebnisse	36
5.1. Werkstoffprüfungen	36
5.2. Ergebnisse der Wandversuche	39
5.3. Ergebnisse der Versuche an Wandstreifen	
6. Zusammenfassung und Ausblick	63
<u>Anlage</u>	66
Verzeichnis der Bilder im Anhang	67
Konstruktion des Versuchsstandes	68
Anordnung der Meßwertaufnehmer	72
Lastverteilung entlang der Wandbreite	75
Versuchsergebnisse	80

Literaturhinweise

- [1] Richart, F.E.; Newmark, N.:
The Strength of Monolithic Concrete Walls.
University of Illinois Engineering Experiment Station. 1935.
Bulletin No. 277. pp 36.
- [2] ACI Committee 318: Building Code Requirements for Reinforced
Concrete (ACI 318-51).
American Concrete Institute, Detroit, 1951.
- [3] Ernst, G.C.:
Stability of Thin-Shelled Structures.
Proc. Amer. Concrete Institute, Vol. 49, p. 277, 1952.
- [4] Ernst, G.C.; Hromadik, J.J.; Riveland, A.R.:
Inelastic Buckling of Plain and Reinforced Concrete Columns,
Plates and Shells.
College of Engineering and Architecture, University of Nebraska,
Bulletin No. 3, August 1953.
- [5] Seddon, A.E.:
Concrete Walls in Compression under Short-Term Axial and Eccentric
Loads.
IVBH-Abhandlungen, Vol. 16, 1956.
- [6] Seddon, A.E.:
The Strength of Concrete Walls under Axial and Eccentric Loads.
Symposium on The Strength of Concrete Structures, Cement and
Concrete Association, London, May 1956, Paper D.1.
- [7] Larsson, L.E.:
Bearing Capacity of Plain and Reinforced Concrete Walls.
Dissertation Göteborg 1959.
- [8] Kukulski, W.; Lugez, J.:
Résistance des murs en béton non armé soumis à des charges verticales.
Cahiers du C.S.T.B., No. 79, Avril 1966, Cahier 681.

- [9] Kasperek, K.H.:
Über den Einfluß der Bewehrung und den Schnittkraftverlauf auf
die Traglasten exzentrisch beanspruchter Stahlbetondruckglieder
mit Rechteckquerschnitt.
Diss. TH Darmstadt 1968.
- [10] Wiegand, E.:
Ein Beitrag zur Beulstabilität von Stahlbetonwänden mit nicht-
linear-elastischem Werkstoffgesetz.
Diss. TH Darmstadt 1970.
- [11] Quast, U.:
Geeignete Vereinfachungen für die Lösung des Traglastproblems
der ausmittig gedrückten prismatischen Stahlbetonstütze mit
Rechteckquerschnitt.
Diss. TU Braunschweig 1970.
- [12] Levy, M.; Spira, E.:
Carrying Capacity of Plain and Reinforced Concrete Walls.
RILEM-Symposium on Experimental Analysis of Instability Problems
on Reduced and Full-Scale Models.
Buenos Aires, Argentina 1971.
- [13] DIN 1045 - Beton- und Stahlbetonbau, Bemessung und Ausführung,
Ausg. Jan. 1972 und Dez. 1978.
- [14] Hansson, V.:
Zur praktischen Berechnung von Scheiben mit beliebiger Geometrie
und allgemeinem Materialgesetz.
Konstruktiver Ingenieurbau Berichte, Heft 14, Ruhr-Universität
Bochum, Vulkan-Verlag Essen 1973.
- [15] Wiegand, E.; Uhlisch, D.:
Tafeln zur Traglastermittlung von Stahlbetonwänden.
Darmstadt 1973, bisher nicht veröffentlicht.

- [16] Kordina, K.; Storkebaum, K.-H.:
Untersuchungen über die Traglasten ausmittig beanspruchter Stahl-
betonwände.
Schlußbericht zum Forschungsvorhaben KZ: I A6-0.221.302 (685 2),
Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der TU Braunschweig
1973.
- [17] Späth, H.:
Spline-Algorithmen zur Konstruktion glatter Kurven und Flächen.
Verlag R. Oldenbourg, München-Wien, 1973.
- [18] Swartz, S.E.; Rosebraugh, V.H.; Berman, M.Y.:
Buckling Tests on Rectangular Concrete Panels.
ACI Journal, January 1974, p. 33.
- [19] Swartz, S.E.; Rosebraugh, V.H.:
Buckling of Reinforced Concrete Plates.
Journal of the Structural Division, January 1974.
- [20] Grünberg, J.:
Berechnung von ebenen Stahlbetonflächentragwerken im gerissenen
Zustand mit der Methode der finiten Elemente.
Werner-Verlag, Düsseldorf 1974.
- [21] Wegner, R.:
Tragverhalten von Stahlbetonplatten mit nichtlinearen Material-
gesetzen im gerissenen Zustand - Finite-Element-Methode.
Bericht Nr. 74-11 aus dem Institut für Statik der TU Braunschweig
1974.
- [22] Ebbinghaus, P.:
Herleitung eines Verfahrens zur Berechnung von Stahlbetonscheiben
unter Berücksichtigung der Rißentwicklung.
Diss. TH Aachen 1975.
- [23] Geistefeldt, H.:
Stahlbetonscheiben im gerissenen Zustand. - Berechnung mit Be-
rücksichtigung der rißabhängigen Schubsteifigkeit im Materialge-
setz. Diss. TU Braunschweig 1976.

- [24] Schäfer, H.:
Zur Berechnung von Stahlbetonplatten.
Diss. TH Darmstadt, 1976.
- [25] Herzog, M.:
Die Membranwirkung in Stahlbetonplatten nach Versuchen.
Beton- und Stahlbetonbau 11/1976, Seite 270 - 275.
- [26] Link, J.:
Eine Formulierung des zwei axialen Verformungs- und Bruchverhaltens von Beton und deren Anwendung auf die wirklichkeitsnahe Berechnung von Stahlbetonplatten.
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton. Heft 270, Berlin 1976.
- [27] Oberlender, G.D.; Everard, N.J.:
Investigation of Reinforced Concrete Walls.
ACI Journal, Juni 1977.
- [28] Storkebaum, K.H.:
Ein Beitrag zur Traglastermittlung von vierseitig gelagerten Stahlbetonwänden.
Dissertation TU Braunschweig, 1977.
- [29] Rhodes, J.; Harvey, J.M.: Examination of Plate Post-Buckling Behaviour.
Journal of the Engineering Mechanics Division. June 1977,
pp. 461 - 478.
- [30] Yamaki, Noboru:
Postbuckling Behaviour of Rectangular Plates With Small Initial Curvature Loaded in Edge Compression.
Journal of Applied Mechanics. September 1959, pp. 407 - 414.
- [31] Kristjansson, R.:
Physikalisch und geometrisch nichtlineare Berechnung von Stahlbetonplatten mit Hilfe Finiter Elemente.
TDiss. TH Darmstadt, 1977.

1. Einleitung

1.1. Problemstellung

Der Betonwand kommt im Stahlbetonbau in ihrer Funktion als tragendes und raumabschließendes Element eine wesentliche Bedeutung zu. Bewehrte und unbewehrte Betonwände werden in der Baupraxis u. a. verwendet als

- aussteifende Wandscheiben (Hochhäuser, Hallen),
- Fertigteilwände (Großtafelbau),
- monolithisch verbundene Bauwerksteile (Aufzugschächte) usw.

Zum Zwecke der Material- bzw. Gewichtsersparnis werden Wände bei Ausnutzung hoher Betongüten vielfach mit vergleichsweise großen Schlankheiten ausgeführt. Die wirklichkeitsnahe Erfassung des Trag- und Verformungsverhaltens von Stahlbeton- und Betonwänden ist daher sowohl ein Gebot der Wirtschaftlichkeit als auch der Sicherheit der Bauwerke.

In vielen Fällen sind die durch Normalkräfte und Biegung beanspruchten Betonwände an ihren horizontalen Rändern durch aussteifende Deckenscheiben und an ihren vertikalen Rändern durch aussteifende Wandscheiben horizontal gelagert. In Abhängigkeit von dem jeweils ausgeführten Anschluß "Wand - aussteifende Scheibe" darf eine mehr oder weniger große elastische Verdrehbarkeit sowie eine quasi starre horizontale Unverschieblichkeit der Wandränder angenommen werden. Die Wandlasten werden in diesen Fällen nicht nur über Längsbiegung mit Achsdruck zu den horizontalen Auflagern (Decken) abgetragen, sondern können zu einem gewissen Teil vermöge der Plattentragwirkung der Wand auch den vertikalen Rändern (aussteifende Wände) zugeleitet werden.

Bei Beachtung dieses - im folgenden "Quertragvermögen der Wand" genannten - Effektes ist eine im Vergleich zur Bemessung von Stahlbetonstützen deutlich günstigere Wanddimensionierung möglich. Bevor dieser für die wirtschaftliche Konstruktion von Beton- und Stahlbetonwänden so wesentliche Einfluß in der Ingenieur-Praxis verstärkt Berücksichtigung findet, mußten zunächst versuchsmäßig abgesicherte Daten und Erkenntnisse gewonnen werden.

In der vorliegenden Arbeit wird über die Durchführung von fünf Kurzzeitversuchen zur Ermittlung des Trag- und Verformungsverhaltens von unbewehrten und schwach bewehrten, vierseitig gelenkig gelagerten (Navier-Lagerung) Betonwänden berichtet. Die Wände sind durch exzentrisch, parallel zur Wandmittelebene wirkende Normalkräfte belastet. Ihre Abmessungen entsprechen mit

Höhe = 300 cm
Breite = 300 cm
Dicke = 8 bzw. 10 cm

den in der Praxis vorkommenden geometrischen Größenordnungen. Die Versuche sollten u. a. zur Beantwortung folgender Fragen beitragen:

1. Quertragvermögen

Können unbewehrte oder schwach bewehrte Wände ebenso wie bewehrte Wände einen Teil ihrer Biegelasten auch nach Erreichen der Reißlast - insbesondere: erste größere Vertikalrisse - in ausreichender Weise zu den vertikalen Rändern hin ableiten?

Wie wirkt sich die Schlankheit auf das Quertragvermögen aus?

2. Verformungsverhalten, Rißentwicklung

Ist die zur Ausnutzung des durch die vertikale Wandlagerung bedingten bruchlaststeigernden Effektes erforderliche Duktilität auch bei unbewehrten Wänden vorhanden? Vergrößert eine schwache Bewehrung die Verformbarkeit? Wie sieht die Entwicklung und Verteilung der Risse aus?

3. Bruch, Bruchlast

Wie entsteht der Bruch? Ist er örtlich begrenzt oder tritt er schlagartig in Form einer "Bruchlinie" auf? Erfolgt bei unbewehrten Wänden auch bei vergleichsweise großen Schlankheiten eine ausreichende Vorankündigung des Versagens (Stabilitätsversagen)? Wie groß ist die Bruchlast?

Neben der Beantwortung dieser Fragen sollten die für die zuverlässige Entwicklung von Berechnungsmodellen erforderlichen Daten und Erkenntnisse bereitgestellt werden. Aus diesem Grund war eine möglichst genaue Definition der Versuchsbedingungen erforderlich, d. h. die Versuche sollten reproduzierbar sein.

Um das Quertragvermögen der Wände quantitativ experimentell zu erfassen, wurden parallel zu den Wandversuchen die Bruchlasten von Vergleichswandstreifen ($b = 50 \text{ cm}$, $h = 300 \text{ cm}$) mit Hilfe einer 600 Mp-Stützenpresse (5884 kN) ermittelt. Diese Bruchlasten sind im Vergleich mit den zugehörigen Wandbruchlasten ein Maß für den bruchlaststeigernden Einfluß der vertikalen Wandlagerung.

1.2. Überblick über den Inhalt der Arbeit

In den anschließenden Abschnitten 2.1 und 2.2 wird ein Überblick über die aus der Literatur bekannt gewordenen Versuche an Beton- und Stahlbetonwänden sowie über einschlägige Berechnungsverfahren gegeben. In Anlehnung an DIN 1045, Abschnitt 25.1, wird zur Abgrenzung der Begriffe "Wand" und "Stütze" unterschieden zwischen stabförmigen Druckgliedern mit $b \leq 5 d$ und Wänden mit $b > 5 d$.

In diesem Sinne sind die in manchen Veröffentlichungen vorgestellten "Wandversuche" tatsächlich jedoch "Stützenversuche" [7, 12].

Im Abschnitt 3 wird der zur Durchführung der Wandversuche konstruierte Versuchsstand näher erläutert. Es folgt in Abschnitt 4 die Beschreibung der Versuchsdurchführung, in der auch auf die Wahl der Versuchsparameter eingegangen wird. Unter Punkt 4.4 (Durchführung der Messungen) werden die zum allgemeinen Verständnis der Meßergebnisse erforderlichen Angaben zu versuchsspezifischen Besonderheiten einzelner Prüfkörper gegeben. In Abschnitt 5 (Versuchsergebnisse) werden die im Anhang beigefügten grafischen Auftragungen der Meßergebnisse eingehend erläutert. Im Abschnitt 6 werden die wesentlichen Ergebnisse der Versuche zusammengefaßt und auf eine Reihe noch offener Fragen zum Tragverhalten vierseitig gelagerter Wände hingewiesen.

2. Literaturüberblick

2.1. Versuche an Stahlbetonwänden

Versuche zur Ermittlung des Tragverhaltens von bewehrten und unbewehrten Betonwänden wurden bisher sowohl an zweiseitig [1, 5, 6, 8, 27] als auch an vierseitig gelagerten Wänden [3, 4, 16, 18, 28] durchgeführt. In den meisten Fällen lag eine nicht eindeutig definierbare elastische Einspannung der Wandränder vor, wobei die Einleitung der Vertikallasten flächig oder linienförmig erfolgte. Eine Zusammenstellung der wesentlichen Versuchsmerkmale ist der Tabelle 1 zu entnehmen.

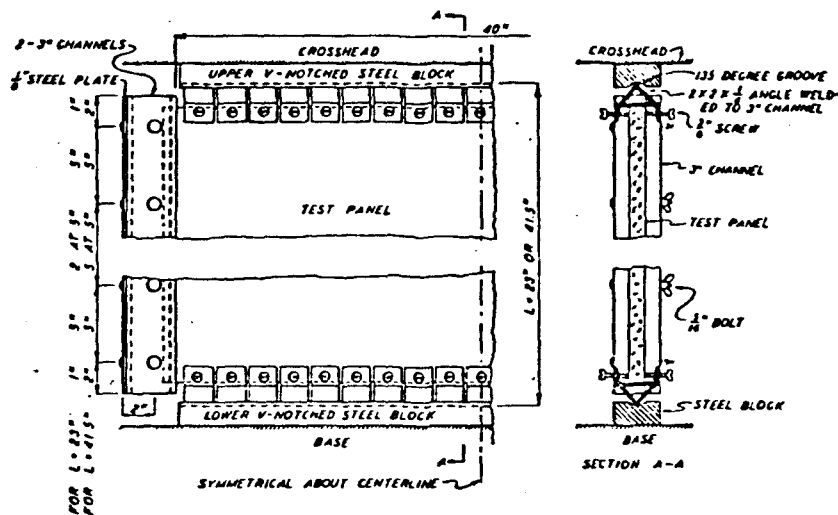


Bild 1 a: Lagerung und Lasteinleitung der Versuche nach [3], entnommen aus [4]



Bild 1 b: Versuch nach [3], entnommen aus [4]

Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8
Jahr(Veröff.)	1935	1952	1956	1966	1973	1974	1977	1979
	Richart/ Newmark	Ernst	Seddon	Kukulski/ Lugez	Kordina/ Storkebaum	Swartz et al.	Oberlender/ Everard	-
Literatur	1	3,4	5,6	8	16,28	18	27	vorliegender Bericht
Lagerung	zweiseitig; elastische Endeinspan- nung (oben + unten)	<u>vierseitig</u> ; horizontal weitgehend gelenkig; vertikal ela- stisch ver- drehbar + verschieblich	zweiseitig; elastische Endeinspan- nung (oben + unten)	zweiseitig; elastische Endeinspan- nung bzw. reibungsb- ehaftetes Rollenlager	<u>vierseitig</u> ; horizontale Ränder gelen- kig; vertika- le Ränder ela- stisch ver- drehbar	<u>vierseitig</u> ; teilweise elastisch eingespannte Ränder, all- seits unter- stützt	zweiseitig; weitgehend gelenkige La- gerung	<u>vierseitig</u> ; allseits ge- lenkige La- gerung, un- verschiebl. (Navier)
Lastein- leitung	<u>flächig</u> ; ver- tikal; gleich- mäßig ver- teilt; teil- weise auch Querlasten	vertikal als <u>Linienlast</u> über Schnei- denlager	<u>flächig</u> ; ver- tikal; gleich- mäßig ver- teilt bzw. stellenweise konzentriert	<u>flächig</u> ; ver- tikal; gleich- mäßig ver- teilt	vertikal; gleichmäßig verteilte <u>Linienlasten</u>	<u>flächig</u> ; ver- tikal; gleich- mäßig ver- teilt	vertikal; gleichmäßig verteilt	vertikal; gleichmäßig verteilte <u>Linienlasten</u> an beiden ho- rizontalen Rändern
Wandabmes- sungen max h/b/d [cm]	ca. 274/183/25	ca. 105/102/3,9	ca. 274/183/15	230/120/20	150/150/7,5	ca. 244/122/3,2	ca. 213/61/7,6	300/300/11,4
Bewehrung	ja	ja	ja/nein	nein	ja (symmetrisch)	ja (ein- und zweilagig)	ja (symmetrisch)	ja/nein (symmetrisch)
Gestalt der Wände	ein- u. zwei- schalig; mit oder ohne Rippen	ebene Platten	ebene Platten mit od. ohne Löcher (Fen- ster)	ebene Platten	ebene Platten mit Konsolen entlang der horizontalen Ränder	ebene Platten	ebene Platten	ebene Platten m. segment. Konsolen ent- lang d. hori- zont. Ränder
Exzentrizi- tät der Ver- tikallasten	zentrisch + exzentrisch	<u>zentrisch</u>	zentrisch + exzentrisch	zentrisch + exzentrisch	<u>exzentrisch</u>	<u>zentrisch</u>	zentrisch + exzentrisch	<u>exzentrisch</u>

Im folgenden werden einige Details der hier interessierenden vierseitig gelagerten Wandversuche angegeben:

ERNST [3, 4] führt als erster Versuche an allseits unterstützten Betonwänden durch. Die axiale Belastung erfolgt zentrisch über Schneidenlager, vgl. Bild 1. Die Abmessungen von ca. 105/102/3,9 cm entsprechen etwa einem Modellmaßstab von 1 : 3. Neben Lasten und Werkstoffkenngrößen werden Dehnungen, Verschiebungen und Randverdrehungen gemessen.

Die Wände sind in einem Stahlrahmen gelagert, dessen Stützen aus U-Profilträgern und dessen Riegel aus segmentierten Stahlprofilen bestehen, vgl. Bild 1 a.

ERNST vergleicht die gemessenen Bruchlasten mit entsprechenden Ergebnissen des im ACI-building code 318-51 [2] angegebenen Näherungsverfahrens und gibt hierzu Verbesserungsvorschläge an.

1971/72 werden von KORDINA und STORKEBAUM [16, 28] sechs Versuche an vierseitig gelagerten, exzentrisch belasteten Stahlbetonwänden mit den Abmessungen $h/b = 150/150$ cm und $d = 5$ cm bzw. $d = 7,5$ cm durchgeführt. Neben Lasten und Werkstoffkenngrößen werden auch hier Dehnungen, Durchbiegungen und Randverdrehungen gemessen. Die Versuchsergebnisse dienen sowohl zur Anpassung charakteristischer Freigrößen der Rechenmodelle nach STORKEBAUM [28] und WIEGAND/UHLISCH [15, 28] als auch zum unabhängigen Vergleich der mit diesen Modellen erzielbaren Ergebnisse.

Die Vertikallasten werden über Stahlbleche, Halbrund und Stahlbetonkonsolen als Gleichlast in die Wand eingeleitet. Die Lagerung der horizontalen Ränder erfolgt über Zapfen und Halbrund der Lasteinleitungs-konstruktion, wobei zwischen den Versuchen I und II (Bild 2 a) und III bis VI (Bild 2 b) eine Abänderung der oberen Lasteinleitungs- und Lagerkonstruktion vorgenommen werden mußte, weil die Last zunächst z.T. ungleichmäßig in die Wand eingeleitet wurde. Die vertikalen Lager (Bild 2 c) bestehen aus einer U-Profil-Konstruktion, die ihrerseits in einem Stahlrahmen gehalten ist.

1974 veröffentlichen SWARTZ et al. [18, 19] die Ergebnisse einer Serie von 24 Beulversuchen mittig bewehrter vierseitig gelagerter Stahlbetonwände, die an zwei einander gegenüberliegenden Rändern mit zentrisch

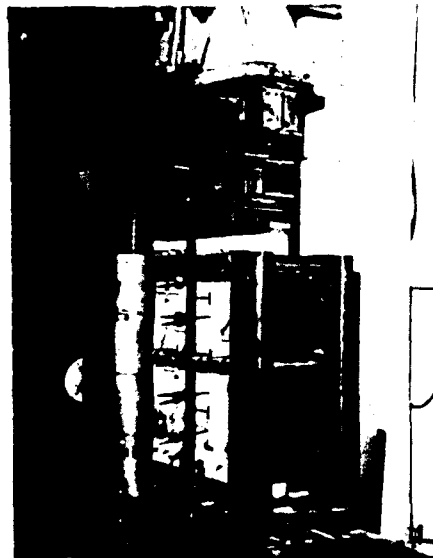
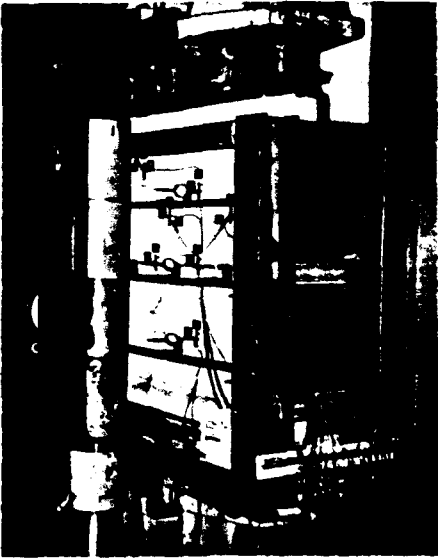


Bild 2 a

Bild 2 b

Lagerung und Lasteinleitung der Versuche nach [16]

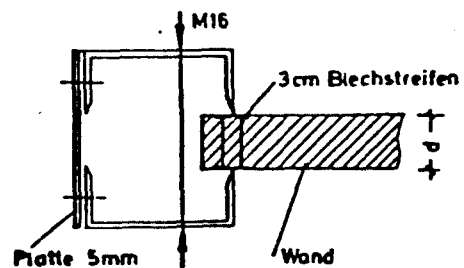
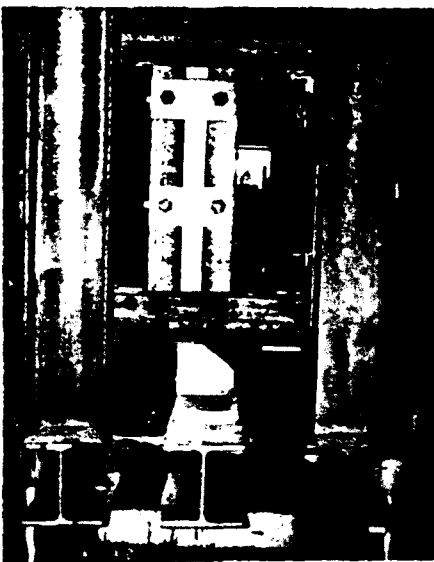


Bild 2 c: Vertikale Lagerung der Wände nach [16]

eingeleiteter gleichförmiger Vertikallast beansprucht werden. Die Abmessungen der Platten betragen $h/b \approx 244/122$ cm, die Plattendicke variiert zwischen $d \approx 1,9$ cm und $d \approx 3,2$ cm. Gemessen werden Durchbiegungen, Dehnungen und Beullast (= Last bei Beginn des Ausbeulens der zentrisch gedrückten Wand) sowie Bruchlast (= Kollapslast der Wand). Einzelheiten zur Lager- und Lasteinleitungskonstruktion werden nicht berichtet; wegen der aus Tabelle 2 in [18] abzulesenden großen Streuung der Verhältnisswerte Beullast/Bruchlast ist jedoch zu vermuten, daß die Wandränder elastisch gelagert waren.

Die Autoren stellen fest, daß die Wände im Nachbeulbereich eine z. T. ausgeprägte Bruchlaststeigerung bis zu 25 % aufzeigen, wenn die Aufnahme der Zugspannungen durch Bewehrung gesichert ist. Sie weisen damit nach, daß im Fall der reinen Beuluntersuchung für Stahlbetonwände grundsätzlich ähnliche Überlegungen gelten, wie sie für elastische Baustoffe gültig sind [29]. Auf der Grundlage der gemessenen Versuchsergebnisse und einiger idealisierender Annahmen wird eine Formel zur Berechnung der Beullast für mittig gedrückte Betonwände hergeleitet.

Bei kritischer Würdigung der drei beschriebenen, bisher durchgeführten Versuchsserien an vierseitig gelagerten Betonwänden erscheinen die folgenden Punkte im Hinblick auf die angestrebten eigenen Versuche als wesentlich:

1. Lager- und Lasteinleitungskonstruktion waren in allen drei Fällen nicht voneinander getrennt. Dieser Umstand erschwert bei Stabilitätsuntersuchungen der Wände die Interpretation der Versuchsergebnisse, da die Lagerungsbedingungen bei Stabilitäts- und Beulproblemen die Tragfähigkeit der Prüflinge entscheidend beeinflussen.
2. Die vertikalen Ränder der Wände waren normal zur Wandebene nicht starr unverschieblich gelagert, vielmehr lag eine nicht eindeutig definierbare elastische Unterstützung der Ränder vor. Ihre freie Verdrehbarkeit war entweder weitgehend verhindert (Versuche von ERNST [3]) oder lastabhängig elastisch nicht eindeutig definierbar (KORDINA/STORKEBAUM [16]).

3. Die im Fall der beiden amerikanischen Versuchsserien [3, 18] angestrebte exakte, mittige Lasteintragung erscheint aus fertigungstechnischen Gründen (Maßtoleranzen) kaum durchführbar; kleine unvermeidbare Lastausmitten verursachen jedoch große Abweichungen in der Bruchlast. Hingegen wirken sich Fehler in der angestrebten Ausmitte bei planmäßigen Exzentrizitäten $e/d > 0,10$ bereits erheblich geringer auf die Bruchlast aus.
4. Bei liegend betonierten Wänden [16] wird die herstellungsbedingte Anisotropie des Betons gegenüber den in der Praxis im allgemeinen aus Ortbeton oder in stehender Batterieschalung erstellten Wandkonstruktionen verändert. Da Auswirkungen dieser Art auf das Rißverhalten eines Betontragwerks in Ermangelung geeigneter Versuche z.Z. noch nicht quantifizierbar sind, erscheint es vorteilhafter, die Wände stehend zu betonieren.

2.2. Berechnung von exzentrisch belasteten Stahlbetonwänden

Die Tragwirkung einer Wand läßt sich gedanklich in drei Komponenten aufspalten:

1. Plattenanteil
2. Scheibenanteil
3. Membrananteil

Gedrungene Wände tragen ihre Lasten zum überwiegenden Teil über Plattenwirkung ab (Biegung). Für die Erfassung der geometrischen Nichtlinearität, die für schlanke Wände von Bedeutung ist, muß der Scheibenanteil (Normalspannungen) berücksichtigt werden. Der Membrananteil ist insbesondere bei schlanken mittig und gering ausmittig beanspruchten Wänden zur Berücksichtigung des Nachbeulverhaltens wichtig [18, 25, 29, 30]. Die heutigen, wirklichkeitsnahen Berechnungsmodelle zur Berechnung von Stahlbetonwänden [10, 28, 31] basieren entweder auf den Forschungsarbeiten zur Erfassung des Trag- und Verformungsverhaltens von Platten [20, 21, 24] und Scheiben [14, 20, 22, 23] oder auf den für Stahlbetondruckgliedern hergeleiteten Grundlagen [9, 11].

WIEGAND [10] bemüht sich, das Tragverhalten von Stahlbetonwänden möglichst wirklichkeitsnah zu bestimmen. Für die Verformungsberechnung nimmt er in Längs- und Querrichtung einen sinusförmigen Ausbiegungsverlauf an. Auf der Grundlage der für den eindimensionalen Fall in DIN 1045 [13] festgelegten Werkstoffgesetze für Beton und Stahl wird der Verformungsansatz mit dem Materialverhalten über einen Energieansatz verknüpft; hierzu wird zur Bestimmung der Arbeitsinkremente die Wand in eine Anzahl horizontaler und vertikaler Streifen zerlegt. Ein Vergleich der Rechenergebnisse mit entsprechenden Versuchswerten erfolgt nicht.

STORKEBAUM [28] geht ebenfalls von dem Wissensstand in der Berechnung von Stahlbetonstabtragwerken aus (Stützen, Rahmen) und führt die Wandberechnung auf die Berechnung eines orthogonalen Stahlbetonträgerrostes zurück. Er definiert einen rechnerischen Bruchmechanismus, der im Mittel dem Versagen schlanker Wände nahekommt. Er überprüft u. a. die Ergebnisse des in DIN 1045 [13] angegebenen, auf dem Ersatzstabverfahren basierenden Näherungsverfahrens und gibt hierzu einen Verbesserungsvorschlag an. Die Zuverlässigkeit seiner Ergebnisse überprüft er durch eigene Versuche [16].

KRITJANSSON [31] baut auf dem von H. SCHÄFER [24] und anderen entwickelten Finite-Element-Rechenprogramm zur Berechnung von Stahlbetonplatten auf. Zusätzlich zu den bereits implementierten materialbedingten Nichtlinearitäten (zweiachsiale Spannungs-Dehnungs-Beziehung, Rißentwicklung, Schubübertragung am Riß etc.) berücksichtigt er mit Hilfe der totalen Lagrange'schen Formulierung die geometrische Nichtlinearität. Er diskutiert ausführlich die bei Stabilitätsproblemen in der numerischen Berechnung im allgemeinen auftretenden Konvergenzschwierigkeiten und zeigt hierzu Lösungswege auf. Die Leistungsfähigkeit der Berechnungsmethode überprüft er anhand der Versuchsergebnisse von SWARTZ et al. [18].

Ein historischer Abriß über die verschiedenen Berechnungsmethoden ist bei H. SCHÄFER [24] für Stahlbetonplatten und bei GEISTEFELDT [23] für Stahlbetonscheiben angegeben.

3. Versuchsstand

3.1. Konstruktionsbedingungen

Wie bereits in Abschnitt 2.1 erwähnt, ist für Stabilitäts- und Beuluntersuchungen die klare Definition der Lagerungsbedingungen von großer Wichtigkeit. Geringe elastische Verschiebungen sowie Verdrehungsbehinderungen können die Beul- und Bruchlast in starkem Maße beeinflussen; aus diesem Grund wurde angestrebt, die drei Bereiche "Lagerung - Lasteinleitung - Prüfling (Wand)" konstruktiv voneinander deutlich zu trennen. Als geeignetste Lagerungsform wurde die allseits gelenkig, normal zu ihrer Ebene unverschieblich, jedoch in ihrer Ebene frei verschieblich gelagerte Wand für die Versuchsdurchführung ausgewählt. Die folgenden Punkte sollten daher bei der Konstruktion des Versuchsstandes Berücksichtigung finden:

1. Lagerung: allseits gelenkig, normal zur Wandebene unverschieblich, in Wandebene frei verschieblich (Navier-Lagerung).
2. Lasteinleitung: gleichmäßig verteilte vertikale Linienlasten mit voneinander unabhängig einstellbaren Lastexzentrizitäten.
Unabhängige Kontrollmöglichkeit der Lasten.
3. Prüfling (Wand): Minimierung der Beeinflussung der Steifigkeiten der Plattenränder durch Lager- und Lastkonstruktion.

Das Betonieren der Wand soll senkrecht stehend im Versuchsstand erfolgen, um einerseits praxisnahe Bedingungen bezüglich der herstellungsbedingten Anisotropie zu erreichen und andererseits die Gefahr der ungewollten Beanspruchung der Wand (Rißbildung) infolge Montage auszuschalten.

4. Die drei Bereiche "Lagerung - Lasteinleitung - Prüfling" sollten konstruktiv möglichst klar voneinander getrennt werden.
5. Wandtopologie, Lastexzentrizitäten und Lagerachsen sollen einfach und genau zu vermessen sein.
6. Einfache Montage und Demontage des Versuchsstandes sowie der Belastungs- und Lagerkonstruktion.

3.2. Versuchsrahmen

Zur Durchführung der Versuche wurde ein Versuchsrahmen konstruiert, dessen Stiele aus zwei gegeneinander vorgespannten Stahlbetonstützen und dessen Riegel jeweils aus zwei voneinander unabhängig in den Stützen gelagerten Stahlprofilträgern IPB 200 bestehen, vgl. Bild 3.

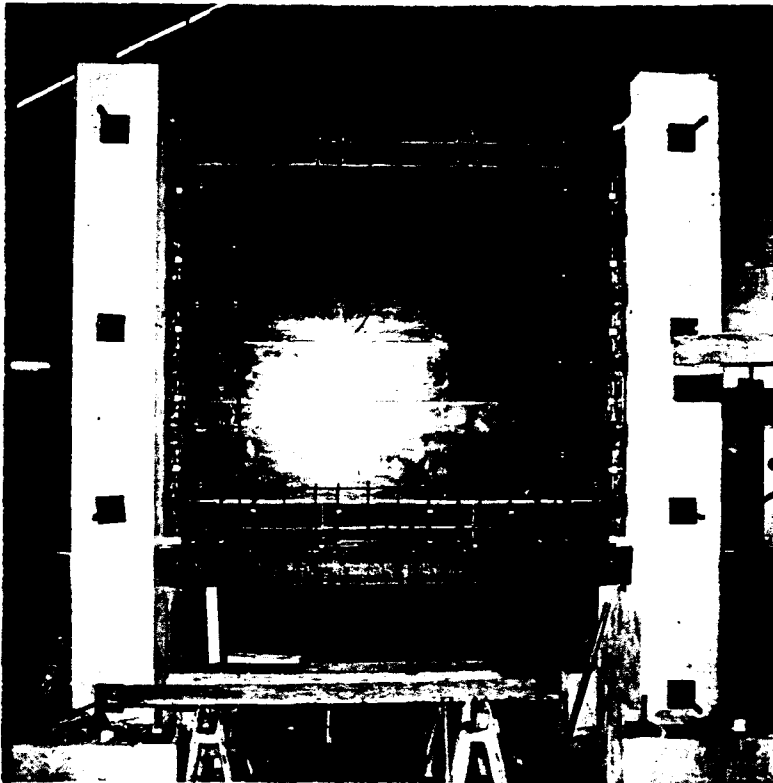


Bild 3:

Versuchsrahmen,
konstruktive Rand-
bewehrung und Beto-
planschalung auf
der Druckseite der
Wand

Auf jeder Seite des Rahmens ist eine Stahlbetonstütze monolithisch mit einem Stahlbetonfundament verbunden, welches seinerseits mit Hilfe von vier Gewindespannstählen gegen den Fußboden der Versuchshalle vorgespannt ist. Diese Konstruktionsform ermöglichte es, die Wand nach Beendigung des Versuches mittels eines Hallenkrans aus dem Versuchsstand herauszuheben; hierzu mußte zuvor einer der beiden oberen Profilträger (Riegel) aus den Stützen herausgenommen sowie die zwei ohne Fuß ausgebildeten Stützen von der entsprechenden Hauptstütze gelöst und zur Seite transportiert werden.

Im Bereich des unteren Rahmenriegels sind Konsolen monolithisch mit den Stützen verbunden, die das gesamte Eigengewicht der Wand und der Belastungskonstruktion (Traversen, Spannstangen, Pressen) aufzunehmen hat-

ten. Auf der Innenseite des Rahmens ist längs der vertikalen Verbindungslinie der Stützen zur Aufnahme der seitlichen Rollenlager eine mit Stahlprofilen verstärkte U-förmige Aussparung in die Stützen eingelassen.

Konstruktive Einzelheiten sowie die wesentlichsten Abmessungen können Bild A 1 bis A 4 im Anhang entnommen werden. Die Fotos Bild 4 bis Bild 6 geben einen Eindruck von der Gesamtkonzeption der Versuchsdurchführung.



Bild 4: Versuchsstand, Pressen-Elektronik und x-y-Schreiber

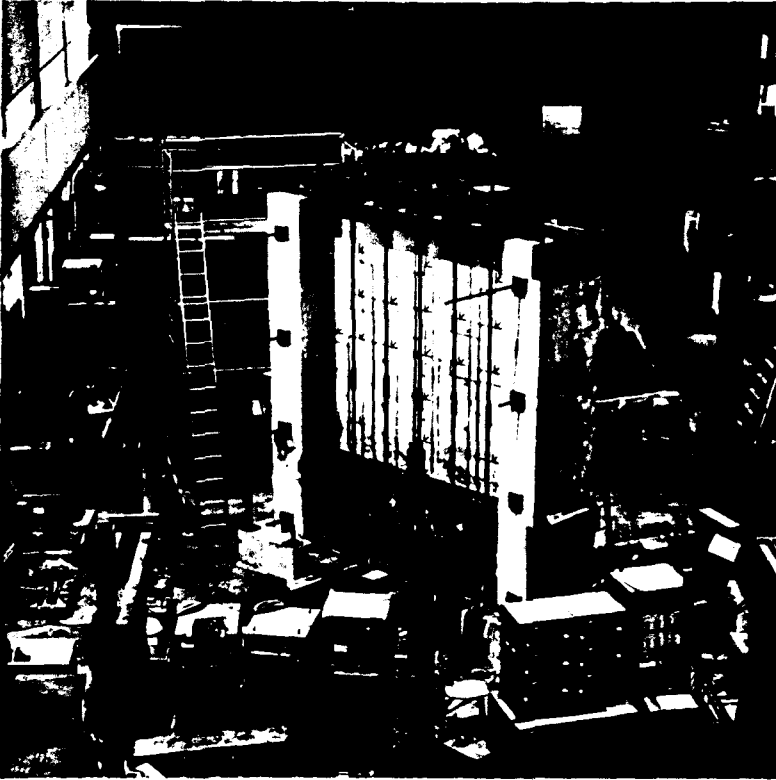


Bild 5

Versuchsstand, Ansicht
"Zugseite der Wand" mit
Pressen-Elektronik und
Meßschränken



Bild 6

Versuchsstand, Ansicht
"Druckseite der Wand";
im Vordergrund ein
Wandstreifen unter der
600 Mp-Press

3.3. Lager- und Belastungskonstruktion

Die vertikale Lagerung der Wand erfolgt auf jeder Seite über sechs nahtlose Stahlrohre $\varnothing 114,3 \text{ mm}$ mit einer Einzellänge $\ell = 440 \text{ mm}$. Die Rohre sind in einem gegenseitigen Abstand von 10 mm über geschweißte Bleche mit je drei Gewindebolzen M 16 in der Betonwand verankert (vgl. Bilder 7 a und 7 b sowie A 1 und A 4). An den horizontalen Rändern der Wand wechseln Lasteinleitungsbereich (Halbrund aus St. 70, $\ell = 250 \text{ mm}$, $r = 45 \text{ mm}$) und Lagerbereich (nahtloses Stahlrohr $\varnothing 114,3 \text{ mm}$ mit $\ell = 230 \text{ mm}$) einander ab, Bild 8. Rohr und Halbrund sind jeweils durch einen 10 mm breiten Zwischenraum voneinander getrennt. Die Verankerung erfolgt im Rollenbereich über Gewindebolzen M 16.

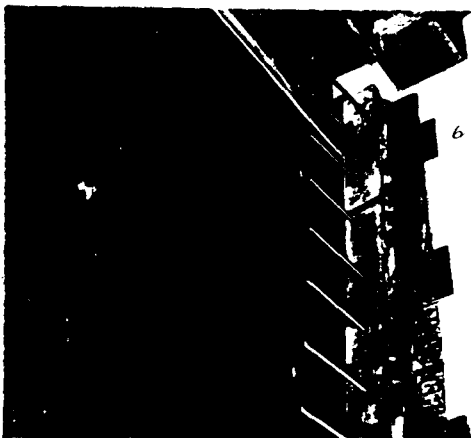


Bild 7 a



Bild 7 b

Vertikale Rollenlager mit Montagehalterung und Gewindeanker.

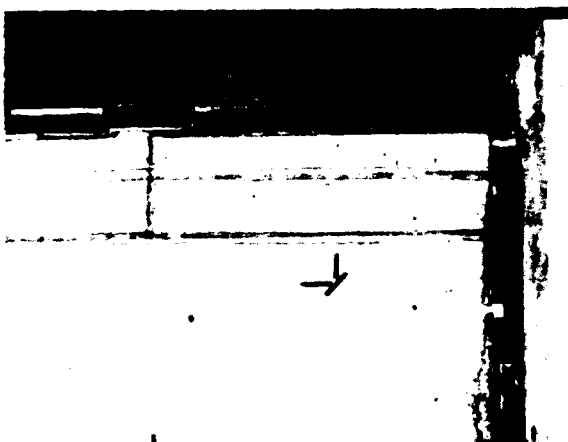


Bild 8

Horizontaler Lager- und Lasteinleitungsbereich

In der U-förmigen Aussparung der Stützen sind Teflonstreifen zur Verringerung der Reibung der vertikalen Rollenlager aufgeklebt. Die horizontalen Rollen werden geschmiert.

Die Lasteinleitung übernehmen sechs als Gleichgewichtssystem ausgeführte Spannrahmen der Konstruktion "Traversen - Spannstangen - Pressen", deren Eigengewicht während der Versuchsdurchführung über das obere Lasthalbrund in die Wand zu den Stützenkonsolen abgeleitet wird (vgl. Bilder 5 und 6 sowie A 1 und A 2). Zur Vermeidung einer Wandvorbelastung werden die oberen Traversen bis zum Versuchsbeginn gegen die beiden horizontalen Stahlträger IPB 200 verkeilt, wie aus Bild 9 ersichtlich ist.



Bild 9

Blick entlang der oberen Traversen vor Versuchsbeginn

Die Spannrahmen werden normal zur Wandebene durch beidseitige Fixierung ihrer unteren Traversen ausgesteift (vertikale Gleitungen bleiben möglich). Darüber hinaus sind in jedes Lasthalbrund zwei Zapfen eingelassen, die in Bohrungen der gegenüberliegenden Stahlblöcke eingreifen (vgl. Bild 8 und Bild A 2, Schnitt B-B).



Bild 10

Untere Traversen und Pressen während der Montage, Ansicht Zugseite



Bild 11

Pressen und Hydraulikschläuche, Ansicht Druckseite

Die gegenseitige Aussteifung der Spannrahmen ist parallel zur Wandebene durch zwei aus U-Profilen bestehende Gelenkketten gewährleistet, Bilder 10, 11. Gewindespannstähle (\varnothing 32 mm, Güte St 85/105) und Traversen sind mittels Sechskantzahnmuttern über Ankerplatten miteinander verbunden.

Die sechs Lukas-Pressen HZG 280/220/100, Nennleistung 200 Mp je Presse, stehen zentrisch auf den unteren Traversen, so daß die Last sowohl in die oberen als auch in die unteren Traversen stets mittig eingeleitet wird (symmetrische Beanspruchung des Spannrahmens). Die bezüglich der Wand maßgebende Lastexzentrizität wird durch Veränderung der Lage des Lasthalbrundes (schweißen) entsprechend der vorgesehenen Ausmitten eingestellt, vgl. Bild A 2, Schnitt B-B.

Die Pressen erhalten über ein hydraulisches Pumpenaggregat während der gesamten Versuchsdauer den Maximaldruck; die Druckabgabe an den Pressenzylinder erfolgt über ein elektronisch gesteuertes Servoventil (Soll-Druckvorgabe für jeden Spannrahmen). Der Ist-Wert der eingeleiteten Last wird für alle Spannrahmen aus den gemessenen Dehnungen ihrer beiden Spannstangen (DMS) unter Beachtung der im Versuch ermittelten Arbeitslinien der Spannstähle errechnet.

Zur Einleitung der auftretenden großen Lasten ist entlang der horizontalen Wandränder eine bewehrte konsolenartige Verstärkung der Wände erforderlich (Wandkonsolen). In den Drittelpunkten der Wandbreite ist die Konsolstärke auf die Plattendicke reduziert, um die Drillsteifigkeit der Konsole zu verringern.

Die Systemabmessungen der Wand sind durch den Achsabstand der Rollenslager bzw. durch den Abstand der einander gegenüberliegenden Kontaktflächen Stahlhalbrund/Stahlblock definiert (vgl. Bild A 2). Aus diesem Grund muß bei Nachrechnungen der Versuche berücksichtigt werden, daß sowohl durch die an der Wand befestigten Stahlbauteile der Lager- und Belastungskonstruktion als auch durch die konsolenartige Verstärkung der horizontalen Wandränder modifizierte Steifigkeitsverhältnisse entlang der Systemränder der Wand in Ansatz zu bringen sind.

4. Versuchsdurchführung

4.1. Wahl der Versuchsparameter

Betonwände sind infolge der Belastungen aus aufliegenden Deckenplatten, Unterzügen, Konsolen oder Rahmenriegel im allgemeinen ausmittig durch wandparallele Lasten beansprucht. Während die Annahme mittig eingeleiteter Normalkräfte für Stahlbleche wegen ihrer geringen Dicke bei einer Beuluntersuchung in vielen Fällen zu befriedigenden Ergebnissen führt, muß zur Vermeidung größerer Unsicherheiten eine vorhandene Lastausmitte für Betonwände bei der Bruchlastermittlung berücksichtigt werden. Im Gegensatz zu ERNST [3] und SWARTZ et al. [18] werden daher bei den vorliegenden Versuchen wie auch bei den Braunschweiger Modellversuchen [16] exzentrisch beanspruchte Wände untersucht. Da mit [16] erste Erkenntnisse über das Tragverhalten normal bewehrter, vierseitig gelenkig gelagerter Betonwände vorliegen, sollten die jetzigen Versuche Aufschluß geben über das Trag- und Verformungsverhalten unbewehrter und schwach bewehrter, vierseitig gelagerter Wände. Anders als bei unbewehrten Wänden sind Hauptdehnungen und Hauptspannungen von Stahlbetonwänden oberhalb der Rißlast nicht mehr coaxial [24, 26]; infolgedessen ist die Ermittlung des Spannungszustandes in der Wand ebenso wie die Rißentstehung neben anderen Einflußgrößen auch abhängig von der Lage der Bewehrung, dem Verbund zwischen Bewehrung und Beton sowie der Verdübelungswirkung der Bewehrungsstäbe zwischen den Rißufern.

Versuche an unbewehrten Betonwänden eröffnen daher die Möglichkeit, zur Überprüfung von Berechnungsmodellen ohne die sonst erforderlichen Annahmen zum Einfluß der Bewehrung auf das Verformungsverhalten der Wand auszukommen.

Für die Lastausmitten wurde der Wertebereich $0,10 \leq e/d \leq 0,20$ angestrebt, um einerseits den Einfluß ungewollter Ausmitten (Fertigungstoleranzen) auf das Versuchsergebnis gering zu halten und andererseits auf dem Querschnitt der unverformten Wand nur Druckspannungen zu erzeugen. Hiermit war gemäß den Ergebnissen entsprechender rechnerischer Voruntersuchungen sichergestellt, daß für die angestrebten Schlankheitsverhältnisse das Versagen der Wand außerhalb des Lasteinleitungsbereiches erfolgen würde.

Zur Berücksichtigung des geometrisch nichtlinearen Anteils (Verformungsanteil) im Tragverhalten der Wand wurden die Wandschlankheiten auf den Bereich $30 \leq h/d \leq 40$ festgelegt. Um einen deutlichen Einfluß der vertikalen Lagerung auf die Bruchlast der unbewehrten Wände erwarten zu dürfen, wurde das Seitenverhältnis einheitlich zu $h/b = 1,0$ gewählt.

Bei Beachtung vorstehender Überlegungen war für die Versuche die Einhaltung der in Tabelle 2 angegebenen Parameter anzustreben.

	W 1	W 2	W 3	W 4	W 5
h [mm]	3000	3000	3000	3000	3000
h/d	30	30	37,5	37,5	30
d [mm]	100	100	80	80	100
h/b	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
b [mm]	3000	3000	3000	3000	3000
e/d	0,10	0,20	0,15	0,20	0,20
tot μ_v [%]	unbewehrt	0,262	0,3275	unbewehrt	unbewehrt
tot μ_h [%]	unbewehrt	0,100	0,125	unbewehrt	unbewehrt

Tabelle 2 Angestrebte Parameter für die Wandversuche

Im ersten Versuch trat das Versagen der Wand in einer der beiden oberen Eckbereiche (Konsole) ein. Elastische Vergleichsberechnungen nach der Finite-Element-Methode wiesen bei Vorgabe eines konstanten Ausmittenverlaufs auf der Wandoberfläche in den Eckbereichen die maximalen Hauptspannungen aus. Um die Gefahr des Bruches in den Wandecken auszuschließen, wurde daher für die Versuche W 3 bis W 5 ein veränderlicher Ausmittenverlauf angestrebt, dessen Ordinaten in den Ecken zu Null werden. Diese Art der Belastung dürfte auch weitgehend den in der Praxis tatsächlich vorkommenden Verhältnissen entsprechen, weil die für die vertikale Wandlagerung vorhandenen aussteifenden Wandscheiben einen Teil der Deckenbelastung ableiten und somit in den Eckbereichen der betrachteten Wand zu einer "Zentrierung" der Last beitragen.

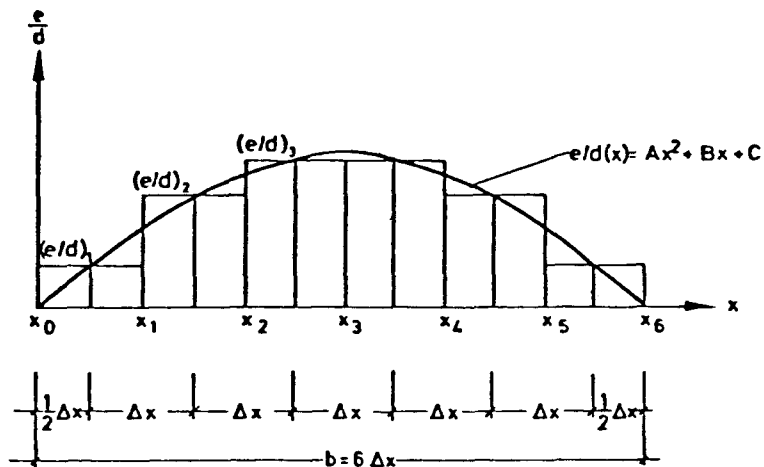


Bild 12: Angestrebter Ausmittenverlauf entlang der Wandbreite b für die Wände W 3 bis W 5.

Gemäß Bild 12 wurde den Versuchen W 3 bis W 5 vereinfachend ein parabolischer Verlauf der Lastexzentrizitäten entlang der Wandbreite zugrundegelegt. Werden die Koeffizienten der Funktion $e/d(x)$ bei Berücksichtigung der Bedingung von der Gleichheit der Momentensummen eines konstanten sowie eines parabolischen Ausmittenverlaufes errechnet, so ergibt sich die Funktion zu

$$e/d(x) = Ax(x - b) \quad (4.1)$$

mit
$$A = -\frac{6}{b} \cdot e_k/d, \quad (4.2)$$

wobei e_k/d die gemäß Tabelle 2 anzustrebende, bezogene konstante Ausmitte ist. Da die im Versuch eingestellten Exzentrizitäten für jeden Spanrahmen konstant sein müssen, entsprechen die Ausmitten in den Versuchen W 3 bis W 5 der in Bild 12 dargestellten Treppenkurve. Die angestrebten bezogenen Lastausmitten $(e/d)_1$ bis $(e/d)_3$ ergeben sich somit für die Wände W 3 bis W 5 zu den in der Tabelle 2 a angegebenen Werten.

Ausmitte Nr.	Wand	
	W 3	W 4, W 5
$(e/d)_1$	0,06875	0,09167
$(e/d)_2$	0,16875	0,22500
$(e/d)_3$	0,21875	0,29167

4.2. Herstellen der Versuchskörper

Die Wände wurden stehend im Versuchsstand eingeschalt, bewehrt und betoniert. Bild 3 zeigt die auf der Konsolseite angebrachte Betonplanschalung sowie die umlaufende konstruktive Randbewehrung, deren Anordnung zur Aufnahme der aus der Verankerung der Rollenlager resultierenden Zugspannungen bzw. zur Aufnahme der aus der Lasteinleitung hervorgerufenen Spaltzugkräfte erforderlich war.

Die Wände W 2 und W 3 wurden beidseitig mit Baustahlgewebematten R 131 bewehrt. Als Betonüberdeckung wurde $h'/d = 0,15$ angestrebt. Die genaue Lage der Bewehrung für Wand 3 wird in Abschnitt 4.3 angegeben.



Bild 13 a

Wand 1: Obere und untere Konsolbewehrung

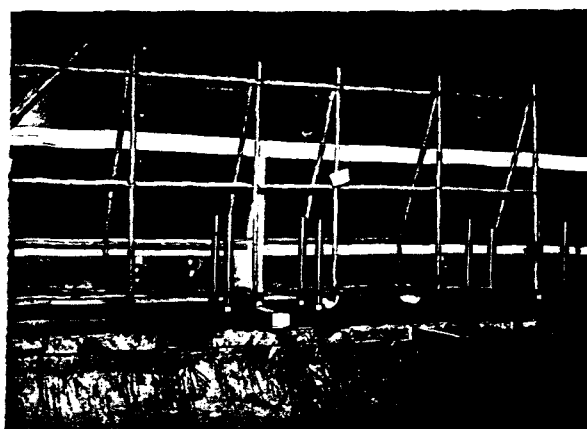


Bild 13 b



Bild 14

Wand 2: Wandbewehrung R 131
(beidseitig) und untere Kon-
solbewehrung

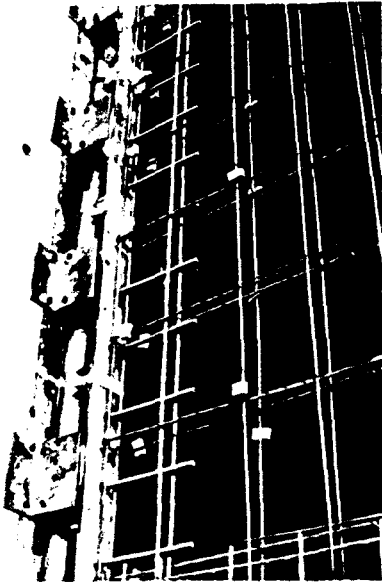


Bild 15 a

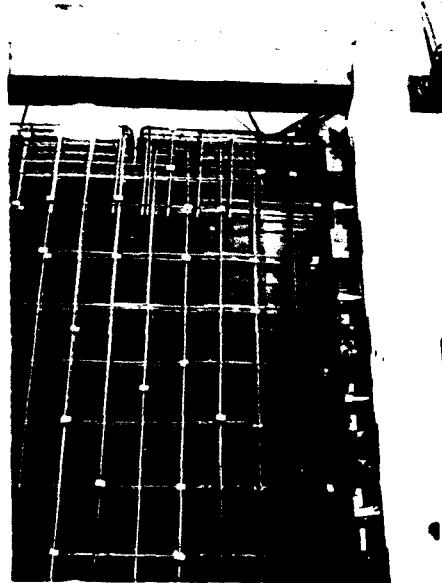


Bild 15 b

Wand 3: Bewehrung und vertikale Lagerrollen

Bild 13 bis 15 vermittelt einen Eindruck von der fertig verlegten Bewehrung der Wände.

Neben der Wand wurden die üblichen Körper zur Festigkeitsprüfung (3 bis 5 Prismen $15 \times 15 \times 70$ cm; 3 Würfel $15 \times 15 \times 15$ cm; 3 Zylinder $\varnothing 15$ cm, $h = 30$ cm; 3 Balken $15 \times 15 \times 70$ cm) sowie ein Wandstreifen mit den Abmessungen $b = 50$ cm, $h = 300$ cm (Lagerachsabstand) betoniert.

Die Verdichtung des Betons erfolgte mittels Innenrüttlern und/oder Schalungsrüttlern. Die Prüfkörper zur Festigkeitsprüfung wurden auf dem Rütteltisch verdichtet.

4.3. Vermessen der Versuchskörper

Zur Einmessung der angestrebten Lastausmitten bedurfte es vorab der Festlegung der Wandmittelebene. Ausgehend von den Sollabmessungen der Wand wurde ihre Mittelebene für die Versuche W 1 und W 2 mit Hilfe von Metermaß und Wasserwaage bestimmt. Dieses Verfahren erwies sich jedoch als zu ungenau, weil die zum Betonieren verwendete Holzschalung wegen zu geringer Eigensteifigkeit vergleichsweise große ungewollte Verformungen des Frischbetons in der Schalung zuließ. Da aus Kostengründen eine wesentlich steifere Stahlschalung nicht verwendet werden konnte, wurde nach dem Ausschalen die Geometrie der Prüflinge W 3 bis W 5 mit

Hilfe eines Sekundentheodoliten möglichst genau vermessen. In Bild 16 sind die durch die beiden gewählten Standorte des Theodoliten definierten optischen Bezugsebenen "Z" (auf der Zugseite der Wand) und "D" (auf der Druckseite der Wand) angedeutet. Mit Hilfe eines Teleskopmeters konnten die Ordinaten z auf beiden Seiten der Wand in den Schnittpunkten eines auf die Wand gezeichneten Rasters bestimmt werden.

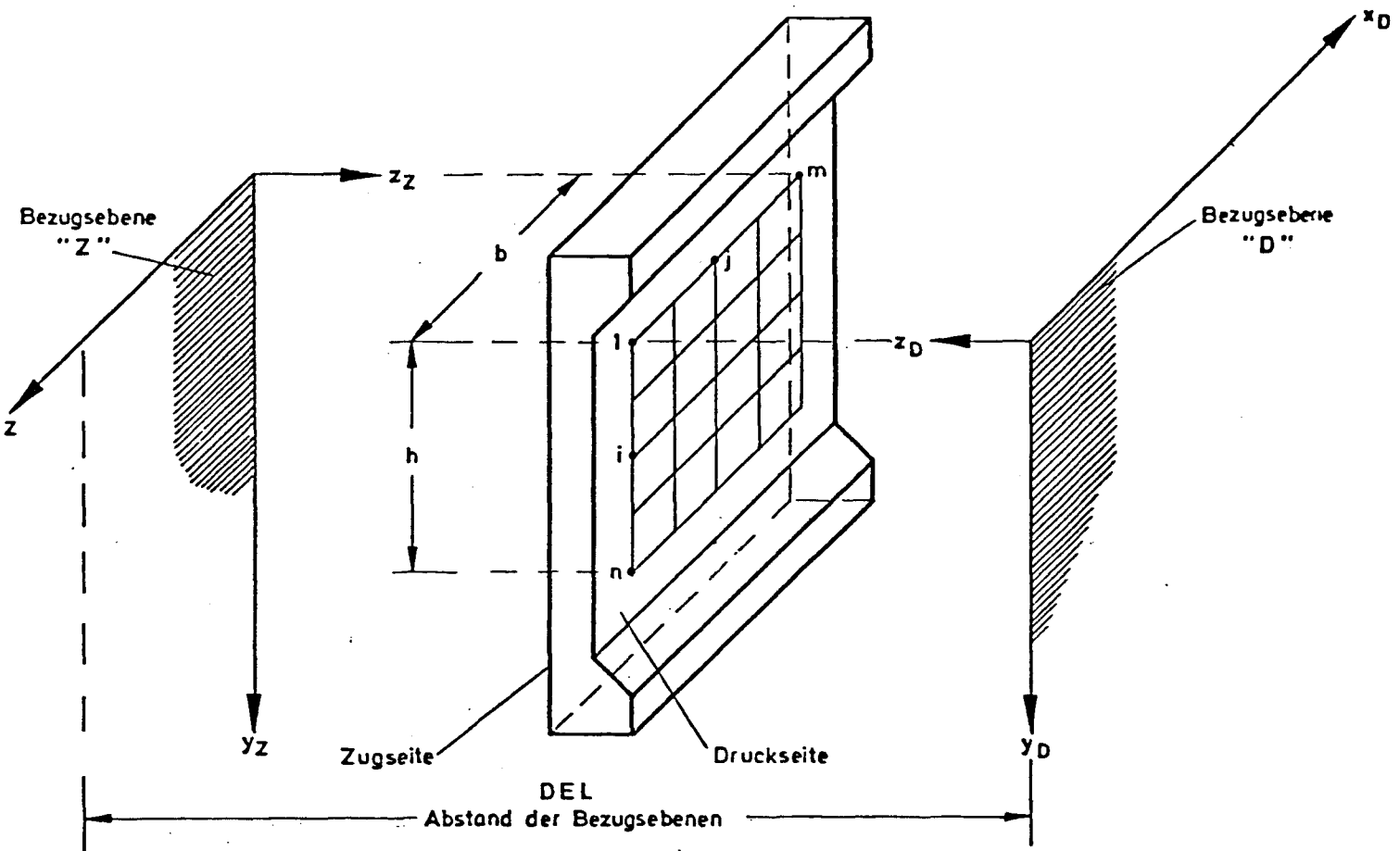


Bild 16: Prinzipskizze zur optischen Vermessung der Wände

Zur Eliminierung des Kippachsenfehlers wurden die Messungen in zwei Lagen durchgeführt. Unter Beachtung des Abstandes DEL der beiden Bezugsebenen lassen sich die mittlere Wanddicke \bar{d}_w sowie die gesuchte Wandmittelebene errechnen.

Unter Berücksichtigung der in Bild 16 angegebenen Bezeichnungen werden die wesentlichen geometrischen Beziehungen zur Wandtopographie im folgenden angegeben.

Nach der Berechnung der Mittelwerte der Meßwerte aus den beiden Lagenmessungen lassen sich die z-Ordinaten der Bezugsebene "Z" auf die Bezugsebene "D" umrechnen mit

$$\bar{z}_{D,i,j} = \text{DEL} - z_{Z,i,m-j+1} \quad (4.3)$$

Die aus den Ordinaten der beiden Wandoberflächen gemittelte Wandmittelfläche beträgt dann

$$z_{mD,i,j} = 0,5 \cdot (\bar{z}_{D,i,j} + z_{D,i,j}). \quad (4.4)$$

In den Rasterschnittpunkten ergeben sich die Wanddicken zu

$$d_{i,j} = \bar{z}_{D,i,j} - z_{D,i,j} \quad (4.5)$$

Die mittlere Wanddicke \bar{d}_w beträgt

$$\bar{d}_w = \frac{1}{n \cdot m} \cdot \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m d_{i,j} \quad (4.5a)$$

und die zugehörige Standardabweichung ist

$$s = \sqrt{\frac{1}{n \cdot m - 1} \cdot \left(\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m d_{i,j}^2 - \frac{\left(\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m d_{i,j} \right)^2}{n \cdot m} \right)} \quad (4.6)$$

Die gesuchte mittlere Bezugsebene $z(x,y)$ der Wand wird unter Berücksichtigung der im folgenden angegebenen Bedingungen durch Approximation der durch Gleichung (4.4) definierten Wandmittelfläche bestimmt. Bei Beachtung der mit Bild 16 festgelegten Bezeichnungen ergeben sich für die Ebene mit dem Ansatz (Index "D" wird nachfolgend weggelassen)

$$z(x,y) = Ax + By + C \quad (4.7a)$$

die Neigungen in Richtung der Koordinatenachsen x und y zu

$$\frac{\partial}{\partial x} z(x,y) = A \quad (4.7b)$$

$$\text{und} \quad \frac{\partial}{\partial y} z(x,y) = B. \quad (4.7c)$$

Das von dieser Ebene mit der x-y-Bezugsebene "D" eingeschlossene Volumen beträgt im Wertebereich

$$0 \leq x \leq b; \quad 0 \leq y \leq h \quad (4.7d)$$

$$V_E = h \cdot b \cdot \frac{1}{4} \sum_{i=1}^4 z_i$$

mit

$$\begin{aligned} z_1 &= z(x=0; y=0) = C \\ z_2 &= z(x=b; y=0) = A \cdot b + C \\ z_3 &= z(x=0; y=h) = B \cdot h + C \\ z_4 &= z(x=b; y=h) = A \cdot b + B \cdot h + C \end{aligned}$$

und
$$\sum_{i=1}^4 z_i = 2 \cdot (A \cdot b + B \cdot h + 2 C)$$

wird

$$V_E = \frac{1}{2} h \cdot b \cdot (A \cdot b + B \cdot h + 2 C). \quad (4.8)$$

Die unbekannten Koeffizienten der Gleichung (4.7a) sollen so bestimmt werden, daß die Neigungen der Ebene $z(x,y)$, Gleichungen (4.7b) und (4.7c), mit der mittleren Horizontalneigung $\tan \bar{\varphi}_x$ bzw. der mittleren Vertikalneigung $\tan \bar{\varphi}_y$ der Wandmittelfläche gemäß Gleichung (4.4) übereinstimmen. Ferner soll das Volumen nach Gleichung (4.8) gleich dem Volumen V_0 sein, welches durch die Wandmittelfläche und die x-y-Bezugsebene im Wertebereich (4.7d) begrenzt ist.

Hiermit ergeben sich nach dem Differenzenverfahren die Neigungen im Punkt $P_{i,j}$ aus Gleichung (4.4) zu

$$\begin{aligned} \tan \varphi_{x \ i,j} &= \frac{z_{i,j+1}^m - z_{i,j-1}^m}{2 \cdot \Delta x} \\ \tan \varphi_{y \ i,j} &= \frac{z_{i+1,j}^m - z_{i-1,j}^m}{2 \cdot \Delta y} \end{aligned} \quad (4.9)$$

mit
$$\begin{aligned} \Delta x &= x_{j+1} - x_j \\ \Delta y &= y_{i+1} - y_i \end{aligned}$$

Aus (4.9) werden die Koeffizienten A und B, Gleichungen (4.7b) und (4.7c), als Mittelwert bestimmt zu

$$\begin{aligned} A = \tan \bar{\varphi}_x &= \frac{1}{2 \cdot \Delta x \cdot n \cdot (m-2)} \cdot \sum_{i=1}^n \sum_{j=2}^{m-1} (z_{i,j+1}^m - z_{i,j-1}^m) \\ B = \tan \bar{\varphi}_y &= \frac{1}{2 \cdot \Delta y \cdot (n-2) \cdot m} \cdot \sum_{i=2}^{n-1} \sum_{j=1}^m (z_{i+1,j}^m - z_{i-1,j}^m) \end{aligned} \quad (4.10)$$

Das Volumen V_o beträgt

$$V_o = \Delta x \cdot \Delta y \cdot \left\{ \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m z_{m_{i,j}} - \frac{1}{2} \left[\sum_{i=1}^n (z_{m_{i,1}} + z_{m_{i,m}}) + \sum_{j=1}^m (z_{m_{1,j}} + z_{m_{n,j}}) \right] + \frac{1}{4} (z_{m_{1,1}} + z_{m_{1,m}} + z_{m_{n,1}} + z_{m_{n,m}}) \right\} \quad (4.11)$$

Gleichsetzen der rechten Seiten der Gleichungen (4.8) und (4.11) ergibt die Konstante C zu

$$C = \frac{V_o}{h \cdot b} - \frac{1}{2} (A \cdot b + B \cdot h). \quad (4.12)$$

Die gesuchte mittlere Wandebene, Gleichung (4.7a), ist nunmehr durch die Gleichungen (4.10) und (4.12) definiert.

Die Wanddicken der Wände W_3 bis W_5 wurden nach Gleichung (4.5) berechnet und durch Messungen mittels einer Schublehre überprüft. Die Wanddicken für W_1 und W_2 wurden über Bohrungen in den Rasterschnittpunkten allein mit Hilfe einer Schublehre bestimmt. Durch kubische Splinefunktionen [17] konnte die mit der Messung vorgegebene Werteanzahl erheblich verdichtet werden; hiermit war es möglich, den Verlauf der Wanddicken im Plattenbereich in anschaulicher Weise zuverlässig durch Höhenlinien darzustellen. In Bild 17 ist der Verlauf der Wanddicken im Plattenbereich für die fünf Wände wiedergegeben. Die Mittelwerte \bar{d}_w der Wanddickenmessungen sind nebst der mit Gleichung (4.6) definierten Standardabweichung in Tabelle 3 angegeben. Wie aus der Höhenliniendarstellung unschwer zu erkennen ist, treten besonders im Wandmittlenbereich große Abweichungen der Wanddicken gegenüber ihren Sollwerten auf. Da die Lasten genügend genau parallel zu der mit Gleichung (4.7a) festgelegten Ebene eingeleitet wurden und ihre Lage hierauf bezogen ist, dürfen bei Nachrechnung der Versuche in erster Näherung planparallele Wandoberflächen im Plattenbereich angenommen werden, deren gegenseitiger Abstand gleich dem Mittelwert \bar{d}_w der Wanddicken ist.

Die Konsolen der Wände, deren Dicke in den Drittelpunkten der Wandbreite auf die jeweilige Wanddicke reduziert ist, wurden ebenfalls in diskreten Punkten vermessen. Die Meßwerte können der Tabelle 4 entnommen

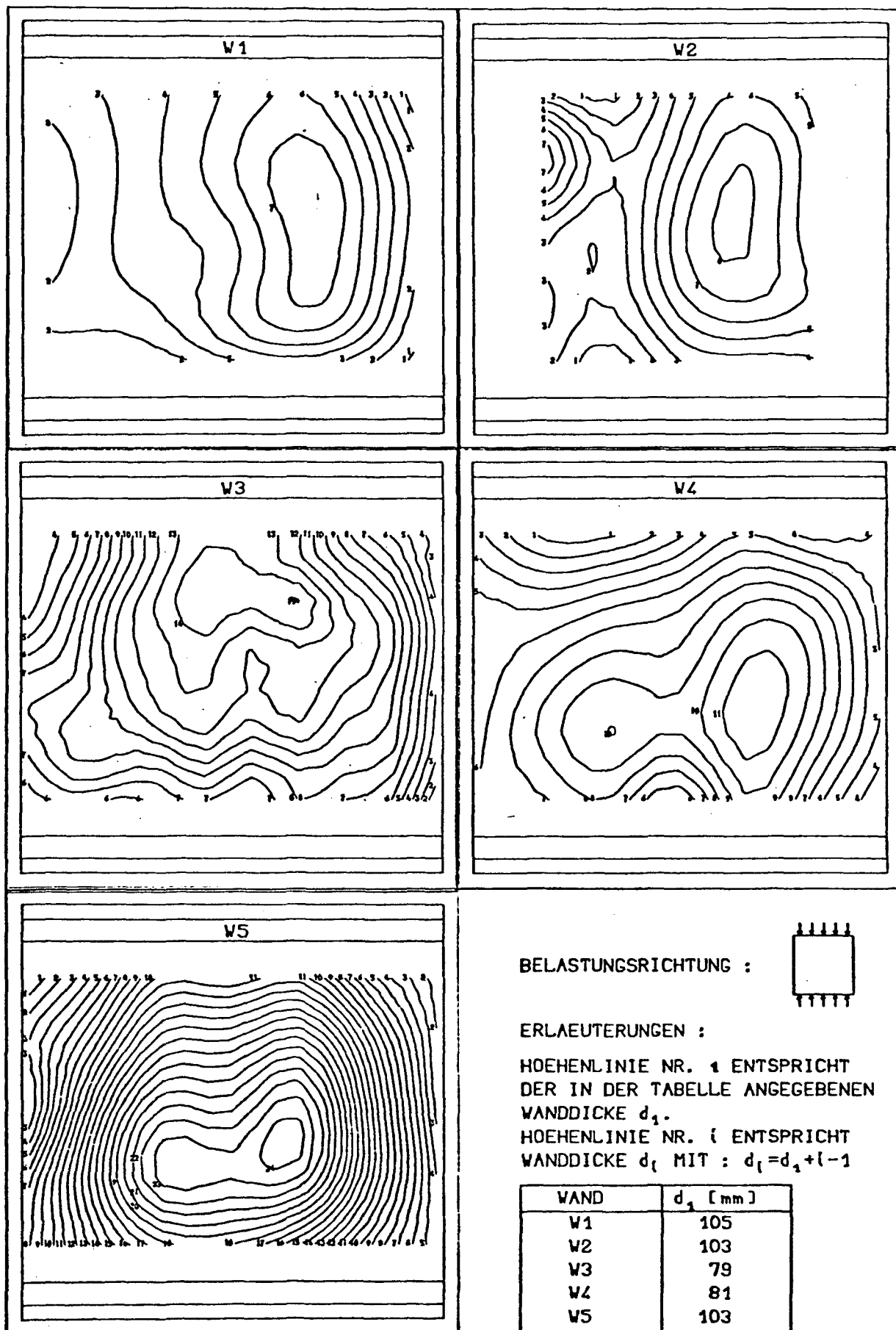


BILD 17

VERLAUF DER GEMESSENEN WANDDICKEN, ANSICHT DRUCKSEITE

werden. Tabelle 3 enthält neben allen Sollwerten der Wandgeometrie die entsprechenden Mittelwerte \bar{d} der Meßwerte nebst zugehöriger Standardabweichung s .

	Größe	Werte in [mm] für Wand				
		W 1	W 2	W 3	W 4	W 5
Sollwerte	d_K	160	160	150	150	160
	h_{K1}	150	150	150	150	150
	h_{K2}	100	100	100	100	100
	d_W	100	100	80	80	100
Mittelwerte \bar{d} und Standardabweichungen s	\bar{d}_K oben	163,94	163,74	157,82	151,97	164,69
	s_K oben	2,39	1,04	4,54	1,52	3,11
	\bar{d}_K unten	162,97	161,81	152,86	152,80	167,33
	s_K unten	1,08	1,63	1,73	2,04	2,83
	\bar{d}_K o + u	163,38	162,62	155,34	152,39	166,01
	s_K o + u	1,72	1,68	4,20	1,78	3,17
Wand	\bar{d}_W	107,07	106,18	86,69	86,43	113,88
	s_W	2,28	2,40	3,60	2,72	7,21

Tabelle 3 Geometrische Sollwerte, Mittelwerte und Standardabweichungen zu den Wänden. Bezeichnungen vgl. Bild 18.

Zur Überprüfung der Lage der Bewehrungsstäbe wurden von den schwach bewehrten Prüflingen Wand W 3 und Wandstreifen NW 3 nach Versuchsdurchführung Bohrkerne \varnothing 10 cm gezogen. Mit Hilfe einer Schublehre wurde der Abstand h' der Bewehrungsstabachsen zur Wandoberfläche ermittelt. Die Ergebnisse dieser Vermessung sind in Tabelle 5 für Wand W 3 und in Tabelle 6 für den Wandstreifen wiedergegeben.

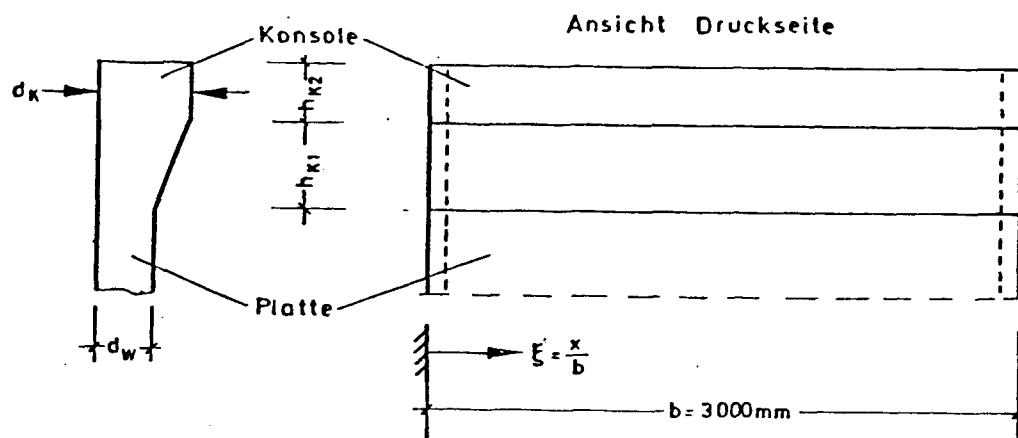


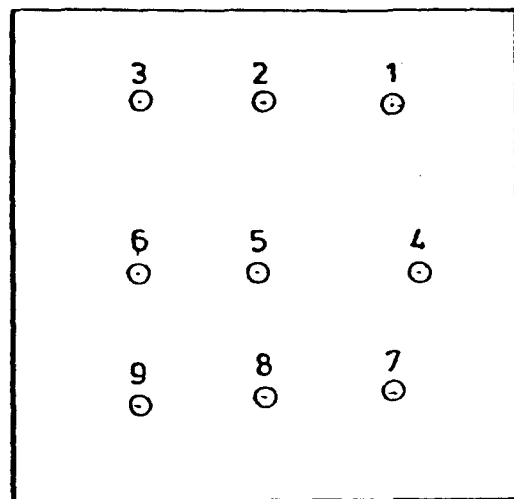
Bild 18: Bezeichnungen zur Wandgeometrie

Pkt. Nr.	x/b für W 3	x/b für W1-W5 ohne W3	Konsoldicken d_K [mm] für Wand									
			W 1		W 2		W 3		W 4		W 5	
			oben	unten	oben	unten	oben	unten	oben	unten	oben	unten
1	0,05	0,05	-	163,1	-	164,4	152,4	152,3	152,5	155,5	161,7	164,3
2	0,15	0,20	-	162,7	162,8	160,6	153,8	151,1	150,0	152,6	161,9	169,8
3	0,25	0,35	165,2	164,8	162,6	160,9	156,9	152,2	151,1	153,6	168,9	169,7
4	0,35	0,50	166,1	162,0	163,8	160,9	163,0	152,7	151,4	150,7	167,5	167,4
5	0,45	0,65	165,7	162,3	164,5	162,6	164,1	151,6	153,2	155,2	166,9	170,3
6	0,55	0,80	161,1	164,0	165,0	163,3	163,3	153,4	151,1	151,4	161,4	166,7
7	0,65	0,95	161,6	161,9	-	160,0	160,3	156,5	154,5	150,6	164,5	163,1
8	0,75						156,0	154,5				
9	0,85						152,3	153,6				
10	0,95						156,1	150,7				

Tabelle 4: Gemessene Konsoldicken d_K der Wände

Bezogen auf die mit Gleichung (4.7a) definierte Wandmittelebene wurden die Lastexzentrizitäten nach Tabelle 2a unter Berücksichtigung der in Tabelle 3 angegebenen mittleren Wanddicken \bar{d}_w errechnet. Hiermit konnten die Ordinaten z der Lagerrißlinien der durch den Theodoliten festgelegten Ebenen "Z" und "D" (vgl. Bild 16) ermittelt sowie die Lasthalbrunde eingemessen und an die in der Wand verankerte Stahlplatte angeschweißt werden (Bild 8 und Anhang Bilder A 2, A 4). Nach Beendigung der Montagearbeiten wurden die Lager zur Feststellung der Ist-Exzentrizitäten nochmals vermessen. In Bild 19 ist der Verlauf der vorhandenen Lastausmitten entlang der Wandbreite für die Wände W 3 bis W 5 grafisch dar-

Bohrkernentnahmeort



Bohrkern Nr.	x [m]	y [m]
1	2,250	0,600
2	1,500	0,582
3	0,750	0,585
4	2,424	1,605
5	1,490	1,605
6	0,750	1,605
7	2,250	2,340
8	1,500	2,355
9	0,750	2,376

Bohrkern Nr.	Wand-dicke d [mm]	vertikale Bewehrung \varnothing 5 mm		horizontale Bewehrung \varnothing 4 mm	
		h'_D [mm]	h'_Z [mm]	h'_D [mm]	h'_Z [mm]
1	86,24	15,30	16,85	18,33	18,90
2	90,48	14,80	17,33	16,18	18,75
3	86,48	14,80	23,85	16,00	24,38
4	87,44	16,50	13,03	19,25	15,83
5	89,05	14,98	19,50	17,70	21,40
6	89,60	17,25	20,43	19,10	22,78
7	84,26	14,93	14,18	17,53	16,45
8	83,91	16,55	19,73	19,55	21,95
9	85,51	18,20	17,80	20,03	19,88
Mittelwert	87,00	15,92	18,08	18,19	20,04
Standard-abweichung	2,33	1,25	3,29	1,45	2,86
		h'_D/d	h'_Z/d	h'_D/d	h'_Z/d
Mittelwert		0,183	0,208	0,209	0,230

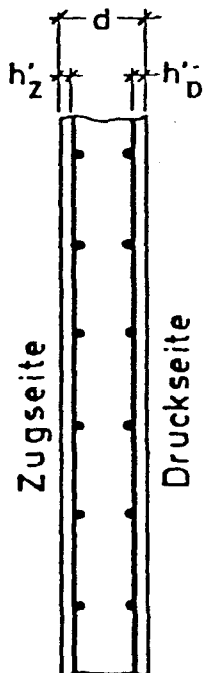


Tabelle 5: Lage der Bewehrung von Wand 3

gestellt. Die Längsachsen der 25 cm breiten Lasthalbrunde sind durch einzelne Geradenabschnitte maßstäblich eingezeichnet; die Neigung dieser Geraden zur Abszisse entspricht der horizontalen Neigung der Lagerrißlinien zur definierten Wandmittelebene. Die Verbindungslinie der Mittelpunkte der Geradenabschnitte entspricht etwa der angestrebten Parabelform der Ausmitten. Zum Vergleich sind die nach Gleichung (4.1) sich ergebenden Verläufe der Exzentrizitäten (Soll-Ausmitten) ebenfalls in Bild 19 eingezeichnet. Der Kurvenberechnung lagen dabei die in Tabelle 3 angegebenen mittleren Wanddicken \bar{d}_w zugrunde.

Die Wandstreifen NW 3 bis NW 5 wurden mittels Schublehre und Metermaß vermessen; die Mittelwerte der bezogenen Lastausmitten und der Wanddicken sind in Tabelle 11, Abschnitt 5.2 aufgeführt.

Bohrkern Nr.	Dicke d [mm]	vertikale Bewehrung \varnothing 5 mm		horizontale Bewehrung \varnothing 4 mm	
		Druckseite h'_D [mm]	Zugseite h'_Z [mm]	Druckseite h'_D [mm]	Zugseite h'_Z [mm]
1	78,64	14,85	14,94	16,13	17,19
2	78,90	15,13	15,70	16,88	18,30
3	78,56	14,88	15,51	17,33	17,49
4	78,36	14,45	19,06	16,80	20,94
Mittelwert	78,62	14,83	16,30	16,79	18,48
Standard- abweichung	0,22	0,28	1,87	0,50	1,71
		h'_D/d	h'_Z/d	h'_D/d	h'_Z/d
Mittelwert		0,189	0,207	0,214	0,235

Tabelle 6: Abstände der Bewehrungsstäbe im Wandstreifen NW 3

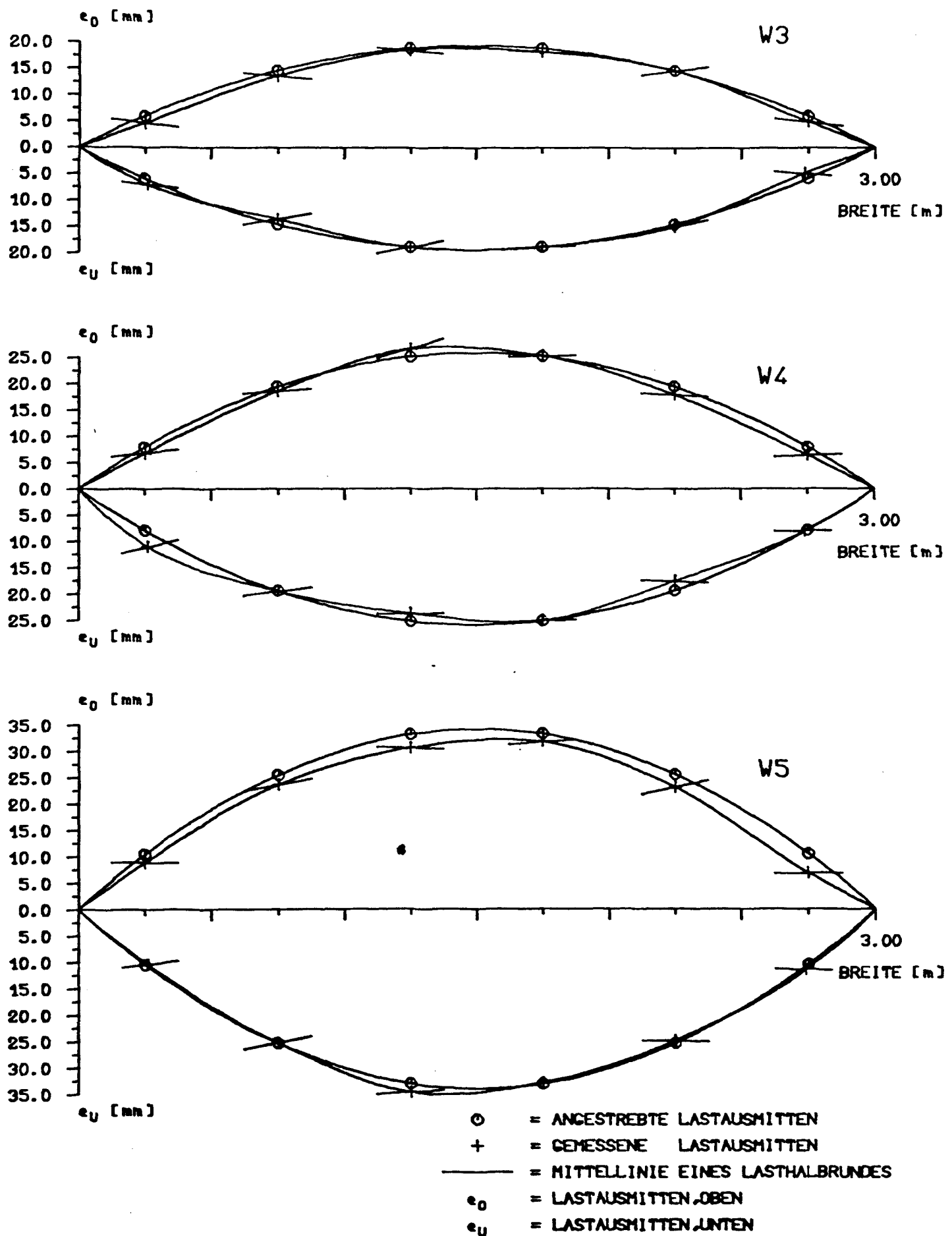


BILD 19 WAND W3, W4, W5.

VERLAUF DER LASTAUSHMITTEN ENTLANG DER WANDBREITE, ANSICHT DRUCKSEITE.

4.4. Durchführung der Messungen

Ausgehend von einer als Nulllaststufe definierten geringen Vorlast wurde die Belastung der Wände in 15 - 20 Laststufen bis zum Erreichen der Bruchlast gesteigert. Das Aufbringen der Vorlast von ca. 24 kN war erforderlich, um durch Überwindung der inneren Reibungswiderstände der Pressenzylinder ein gleichmäßiges Berühren von Pressenhaupt und Lasthalbrund zu ermöglichen.

Die folgenden Größen wurden in jeder Laststufe gemessen:

- Dehnungen mittels Dehnungsmeßstreifen (DMS-Typ: LP 21, 60/120, $k = 2.13$) auf beiden Wandoberflächen an jeweils 24 - 63 Stellen.
- Durchbiegungen mittels 1/100 mm-Uhren oder mittels induktiver Weggeber (Bauart: Hottinger W 50 und W 50 TK) an 13 Stellen.
- Randverdrehungen mittels 1/100 mm-Uhren oder induktiver Weggeber an 2 - 4 Stellen; hierzu wurden jeweils zwei Meßwertaufnehmer in einem gegenseitigen Abstand von 200 mm (Meßbasis) über Stahlwinkel in den Meßstellen zur Durchbiegungsmessung angeordnet. Die Randverdrehungen lassen sich aus den Meßwerten der beiden zugehörigen Durchbiegungsmessungen unter Beachtung der Meßbasis errechnen.
- Mittendurchbiegung der horizontalen Lagerträger.
- Setzdehnungsmessungen (SDM-Meßbasis = 200 mm; 1/100 mm-Uhr) an 3 - 5 Stellen.
- Dehnungen mittels DMS (Typ: LY, 60/120, $k = 2,05$) an allen 12 Spann-
stangen. Unter Berücksichtigung der zuvor in Zugversuchen ermittel-
ten Arbeitslinien der Spannstangen konnten somit die tatsächlich in
die Wand eingeleiteten Lasten (Ist-Lasten) bestimmt werden.

Die Anordnung der Meßwertaufnehmer kann den Bildern A 5 bis A 7 im Anhang entnommen werden.

Die Durchbiegungen der Wände W 1 und W 2 wurden mittels Uhren gemessen und manuell protokolliert. Für die Wände W 3 bis W 5 erfolgte die Durchbiegungsmessung automatisch über induktive Weggeber, die ebenso wie die Dehnungsmeßstreifen über Hottinger-Baldwin-Meßschränke an einen PCS-Rechner

angeschlossen waren. Die Meßergebnisse wurden auf Lochstreifen ausgestanzt und für die weitere Verarbeitung einer Großrechenanlage zugeleitet.

Die Wände wurden in jeder Laststufe nach folgendem Zeittakt belastet:

- Last in 5 Stufen auf die angestrebte Soll-Last hochfahren	ca. 3 min
- Ist-Last messen und ggf. manuell an die Soll-Last anpassen	ca. 3 min
- Standzeit vor Durchführung der Messungen	ca. 1 min
- Durchführung aller Messungen (DMS, Geber/Uhren, SDM) und Ausgabe der Ergebnisse auf Lochstreifen	4 - 8 min
- ggf. Nachzeichnen und Protokollieren der Risse	ca. 5 min
Gesamtzeit für eine Laststufe	$t_G = 15 - 20 \text{ min}$ =====

Die Bruchausbildung der Wände W 3 bis W 5 wurde mittels VIDEO-Fernsehkamera aufgezeichnet, um Aufschluß über den zeitlichen Ablauf des Bruchvorganges zu erhalten. Riß- und Bruchbild wurden nach der Demonstration der Versuchseinrichtungen fotografiert.

Zum besseren Verständnis der im Abschnitt 5 mitgeteilten Versuchsergebnisse sind einige Besonderheiten der Versuchsabläufe anzumerken:

Wand 2

Vergleichbare Dehnungen einander zugeordneter Symmetriepunkte wiesen bereits in den ersten Laststufen große Wertunterschiede auf. Die Vermutung lag nahe, daß die oberen Lagerrollen der Wand in einer der beiden vertikalen Stützenlagerungen festgeklemmt waren und somit ein Teil der aufgebrachten Belastung bereichsweise der Wand entzogen wurde. Aus diesem Grund erfolgte nach Erreichen der Laststufe 7 (entsprechend 54 % der Bruchlast) eine vollständige Entlastung der Wand. Am folgenden Tag wurde die Belastung stufenweise bis zum zuletzt erreichten Niveau erneut hochgefahren. Die anschließend durchgeführten Dehnungsmessungen erbrachten jedoch keine befriedigende Symmetrie in diesbezüglich vergleichba-

ren Werten. Um die vermutete Verklemmung zu beseitigen, wurde die Wand nunmehr entlang ihrer Breite einseitig verstärkt belastet, indem die zwei rechts angeordneten Pressen (Ansicht Zugseite) eine vergrößerte und die beiden linken Pressen eine verringerte Last an die Wand abgaben. Die Kräfte der beiden mittleren Pressen wurden konstant gehalten. Nach einer Standzeit von 5 Minuten wurde die gleichförmige Belastung auf dem Niveau der Stufe 7 wieder hergestellt. Nachdem die Symmetriekontrolle entsprechender Dehnungswerte nunmehr zufriedenstellend ausfiel, wurde die Wand in weiteren Laststufen bis Erreichen des Bruches belastet.

Bei den folgenden Wänden W 3 bis W 5 wurde durch konstruktive Maßnahmen sichergestellt, daß zwischen den vertikalen Lagerrollen und der U-förmigen Lagerung in Richtung der Wandebene ein Abstand von mindestens 5 mm eingehalten war.

Wand 4

Nach Einschalten des hydraulischen Pumpenaggregats wurde die Wand vor Beginn des Versuchs infolge Ausfall des Servo-Ventils einer Presse (zweite von links, Ansicht Zugseite) kurzfristig ungewollt belastet. Obwohl eine sofortige Untersuchung der Wand keine sichtbaren Schäden (Risse bzw. Abplatzungen) erbrachte, können verstärkte Mikrorißbildungen nicht ausgeschlossen werden, vgl. hierzu Abschnitt 5.2.

Wand 5

Nach Erreichen der Laststufe 3 (entsprechend 26 % der Bruchlast) erwies sich ein induktiver Schalter des hydraulischen Pumpenaggregats als defekt. Die für die Fortführung des Versuchs notwendige Reparatur des Schalters war nur nach vollständiger Entlastung und Abschalten des Aggregates möglich. Nach Behebung des Schadens konnte der Versuch mit Laststufe 3 beginnend planmäßig durchgeführt werden.

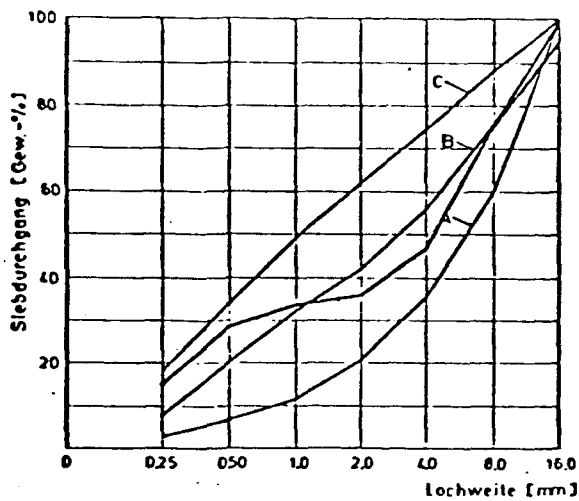
5. Versuchsergebnisse

5.1. Werkstoffprüfungen

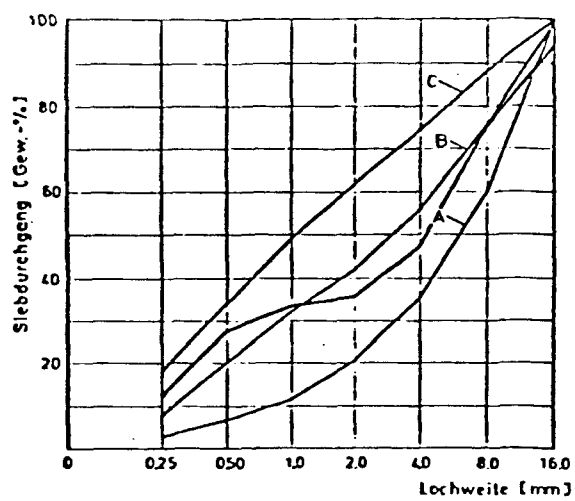
Da die Größe der einzuleitenden Lasten im Hinblick auf eine ausreichende Sicherheit der Belastungskonstruktion und des Lasteinleitungsreiches (Wandkonsolen) zu begrenzen war, wurde die Herstellung eines Betons mit vergleichsweise geringen Festigkeitswerten angestrebt. Um dieses Ziel sicher zu erreichen, wurde der Wasserzementfaktor gegenüber den in der Praxis gebräuchlichen Werten wesentlich vergrößert auf $W/Z = 0,90$. In Verbindung mit einem vergleichsweise hohen Mehlkorngesamt der Zuschläge konnte hierdurch die Betonzugfestigkeit wirksam verringert werden. Es ist daher anzunehmen, daß die Versuchsergebnisse bezüglich des Quertragvermögens der unbewehrten Wände eine "Abschätzung zur sicheren Seite" darstellen.

Alle wesentlichen Eigenschaften der verwendeten Betonmischungen wurden in Nebenversuchen geprüft. Als charakteristische Werte für die Betonherstellung sind die Mittelwerte der Ergebnisse entsprechend der nach DIN 1048 durchgeführten Prüfungen für den W/Z-Faktor, die Frischbetondichte und das Ausbreitmaß in Tabelle 8 angegeben. Die Sieblinien der verwendeten natürlichen Zuschläge sind in Bild 20 grafisch aufgetragen. Mit den in Abschnitt 4.2 angegebenen Nebenkörpern wurden Festigkeitsprüfungen bzw. E-Modul-Bestimmung nach DIN 1048 durchgeführt. Die Mittelwerte dieser Ergebnisse sind ebenfalls der Tabelle 8 zu entnehmen.

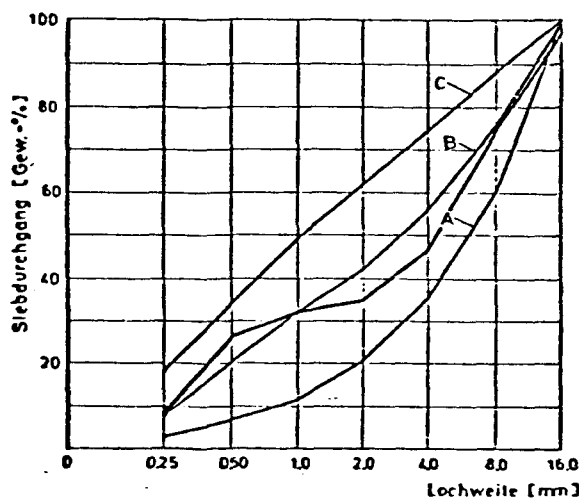
Nach Abschluß der Versuche wurden den ungerissenen Bereichen der Wände W 4 und W 5 drei Prismen mit den Abmessungen $8 \times 8 \times 37$ cm und drei Prismen mit den Abmessungen $8 \times 8 \times 16$ cm entnommen, um hieran nochmals Prismendruckfestigkeit und Balkenbiegezugfestigkeit zu bestimmen. In gleicher Weise erfolgte die Kontrolle der Festigkeitswerte der Wandstreifen NW 4 und NW 5. In Tabelle 7 sind die Mittelwerte der Ergebnisse dieser Prüfungen angegeben. Das Alter der Prüflinge zum Zeitpunkt der Prüfung ist ebenso wie in Tabelle 8 zusätzlich aufgeführt.



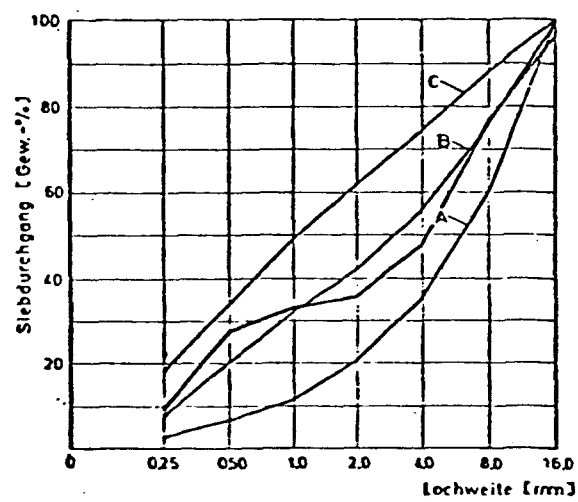
Sieblinie zu WAND 1



Sieblinie zu WAND 2



Sieblinie zu WAND 3 und 4



Sieblinie zu WAND 5

Bild 20: Sieblinien der Betonzuschläge für Wand W 1 bis W 5

Größe		Wand		Wandstreifen	
		W 4	W 5	NW 4	NW 5
Alter	[Tage]	65	92	65	64
R_p	[N/mm ²]	19,8	24,5	23,9	26,5
Alter	[Tage]	65	64	65	64
R_{BZ}	[N/mm ²]	3,31	2,96	4,67	2,44
Alter	[Tage]	-	92	-	-
E_B	[N/mm ²]	-	$18,4 \cdot 10^3$	-	-

Tabelle 7: Festigkeitswerte des Betons, ermittelt nach dem Versuch an gesägten Proben des Prüflings (Mittelwerte)

Größe		W 1	W 2	Wand W 3	W 4	W 5	
Herstellungsdatum		25.10.77	09.01.78	28.09.78	14.11.78	09.01.79	
Baustoffkenngrößen	Zementgüte	PZ 350 F	PZ 350 F	PZ 35 F	PZ 35 F	PZ 35 F	
	Wasserzement- faktor W/Z	0,89	0,90	0,90	0,90	0,90	
	Frischbetonroh- dichte [kg/dm ³]	2,37	2,37	2,35	2,36	2,32	
	Ausbreitmaß [cm]	45	54	50	62	51	
Versuchsdatum (VD)		23.11.77	7/8.2.78	26.10.78	12.12.78	14.02.79	
Festigkeitswerte am Versuchstag	+)	R_{W7} [N/mm ²]	21,6	19,6	18,4	15,4	21,2
		R_{W28} [N/mm ²]	~30,5	30,4	27,1	27,7	30,4
	am Versuchstag	Alter [Tage] R_W [N/mm ²]	29 30,7	29 30,8	29 27,9	28 27,7	36 30,5
		Alter [Tage] R_P [N/mm ²]	29 25,2	29 25,5	29 23,9	29 20,0	38 27,0
		Alter [Tage] R_{BZ} [N/mm ²]	29 4,99	29 3,12	29 2,27	28 2,33	36 3,49
		Alter [Tage] R_{SZ} [N/mm ²]	29 2,46	29 2,33	29 2,12	28 2,31	36 2,91
		Alter [Tage] E_B [N/mm ²]	29 23,9 · 10 ³	-	29 22,0 · 10 ³	29 21,4 · 10 ³	38 22,1 · 10 ³
		Alter zen ϵ_u [%]	29 2,14	-	29 2,22	29 1,74	38 2,30

+) vor dem Versuch

Tabelle 8: Baustoffkenngrößen und Festigkeitswerte des Betons, die an Proben gemäß Abschnitt 4.2 ermittelt wurden

Erläuterungen:

R = mittlere Festigkeitswerte

E_B = mittlerer E-Modul des Betons

zen ϵ_u = mittlere zentrische Bruchstauchung

Die Festigkeitswerte der verwendeten KARI-Matten R 131 BSt 50/55 RK wurden in Zugversuchen geprüft. Die Mittelwerte der Prüfergebnisse sind in Tabelle 9 angegeben.

Größe	Längsstab Ø 5 mm	Querstab Ø 4 mm
$\beta_{0,2}$ [N/mm ²]	580	584
β_z [N/mm ²]	608	609
ϵ_u [%]	11,0	10,9

Tabelle 9: Festigkeitswerte der Mattenbewehrung

Der E-Modul betrug $E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$.

5.2. Ergebnisse der Wandversuche

Alle Meßergebnisse wurden mit Hilfe einer elektronischen Rechenanlage geordnet erfaßt und über einen Plotter als Last-Verschiebungskurve bzw. Last-Dehnungskurve ausgegeben. Einzelne Datenfehler konnten somit zuverlässig optisch erkannt und beseitigt werden (gerissener Lochstreifen, falsch eingetippte Zahlen o. ä.). In den oberen Laststufen wurden die Uhren zur Durchbiegungsmessung abgebaut (Wand W 1, W 2) und die SDM-Messungen eingestellt, um das Versuchspersonal nicht zu gefährden. Infolgedessen liegen für diese Fälle keine Meßergebnisse vor. Waren durch Rißbildung im Laufe der Laststeigerung Dehnungsmeßstreifen ausgefallen, so endet die Kurve der entsprechenden Ergebnisse an dieser Stelle.

Um in Abhängigkeit von der Last einen Überblick über das Verformungsverhalten, den Verzerrungszustand und die Rißentwicklung der geprüften Wände zu geben, werden im folgenden die wesentlichen Ergebnisse komprimiert in grafischer Form dargestellt. Dabei ist durch die Wahl eines hinreichend großen Maßstabes beachtet, daß die vorzugebenden Größen

- Geometrie (Bild 17; Tabellen 3 bis 5)
- Lasten (Bilder A 8 bis A 12)
- Lastausmitten (Bild 19)

für eine Nachrechnung der Versuche genügend genau aus den Kurven abgelesen werden können.

In Tabelle 10 sind zunächst die Ist-Werte der wesentlichen Versuchsparameter sowie die Bruch- und Reißlasten der fünf Wände aufgeführt. Für die Verformungseigenschaft der Wand können die bei 80 % der Bruchlast gemessenen Mittendurchbiegungen einen ersten Eindruck vermitteln. Die Verhältnisswerte der bezogenen Bruchlasten von Wand und Wandstreifen zeigen, daß die bezogene Tragfähigkeit der Wände infolge ihrer vertikalen Lagerung (Quertragvermögen) auf etwa das Zweifache des Stützenwertes anwächst. Für die Wände W 3 bis W 5 ist der angegebene Vergleich wegen ihrer nichtkonstanten Ausmittenverläufe ein wenig problematisch. Weitergehende Überlegungen werden hierzu im Abschnitt 5.2 dargestellt.

Größe	W 1	W 2	Wand W 3	W 4	W 5
h/\bar{d}_w	28,0	28,3	34,6	34,7	26,3
e_k/\bar{d}_w	0,09	0,19	0,141 ^{+))}	0,196 ^{+))}	0,192 ^{+))}
$\max \bar{e}/\bar{d}_w$	-	-	0,216	0,292	0,285
tot μ_v [%]	unbew.	0,247	0,302	unbewehrt	
tot μ_h [%]		0,094	0,115		
tot F_u [MN]	4,43	2,92	2,50	2,00	3,40
f_u	0,547	0,359	0,402	0,386	0,369
f_r	0,358	0,230	0,270	0,092	0,195
f_r/f_u	0,65	0,64	0,67	0,24	0,53
$W_{0,80}$ [mm]	7,0	11,5	11,8	11,8	12,6
$f_{u,w}/f_{u,s}$	-	1,69	2,70	2,08	2,05

+) Gemäß Abschnitt 4.1 definierter Vergleichswert, der aus den gemessenen Exzentrizitäten errechnet ist.

Tabelle 10: Ergebnisse der Wandversuche

Erläuterungen zu Tabelle 10:

h = Höhe der Wand (Achsabstand der Lager)

\bar{d}_w = Mittelwert aller in diskreten Punkten gemessenen Waddicken

e_k = konstante Ausmitte bzw. konstante Vergleichsausmitte entsprechend Gleichung (4.1)

$\max \bar{e}$ = Mittelwert der vier maximalen Lastausmitten des in Bild 19 angegebenen oberen und unteren Ausmittenverlaufes

$$\mu_v = \frac{f_{ev}}{\bar{d}_w} \cdot 100; \text{ geometrischer Gesamtbewehrungsgrad, vertikal}$$

$$\mu_h = \frac{f_{eh}}{\bar{d}_w} \cdot 100; \text{ geometrischer Gesamtbewehrungsgrad, horizontal}$$

$$F_u = \text{Gesamtlast im Bruchzustand der Wand}$$

$$f_u = \frac{F_u}{b \cdot \bar{d}_w \cdot \beta_p}; \text{ auf die zentrische Querschnittstragfähigkeit des unbewehrten Betons bezogene Bruchlast}$$

$$f_r = \text{auf die Querschnittstragfähigkeit bezogene Rißlast (= Last, bei der die ersten sichtbaren Risse auftraten)}$$

$$w_{0,80} = \text{Mitteldurchbiegung der Wand, die bei 80 \% der Versuchsbruchlast gemessen wurde}$$

$$f_{u,w}/f_{u,s} = \text{bez. Bruchlast Wand/bez. Bruchlast Wandstreifen (Verhältnis der Versuchswerte)}$$

In den Bildern A 8 bis A 12 ist der Verlauf der Ist-Lasten ausgewählter Laststufen für die Wände W 1 bis W 5 entlang der Wandbreite aufgetragen. Die von einem Spannrahmen über das 25 cm breite Lastthalbrund auf die Wand übertragene Kraft wird als konstant innerhalb der ihr zugeordneten Einzugsbreite von $b_{LAST} = 50$ cm angenommen. Der aus den Kräften aller sechs Spannrahmen gemittelte "Lastmittelwert" ist für jede Laststufe angegeben. Die in den höheren Laststufen auftretenden Abweichungen der Kräfte einzelner Spannrahmen vom angegebenen Lastmittelwert betragen bis zu 1,5 %. Sie sind im wesentlichen auf Ungenauigkeiten bei der manuellen Regelung der Pressenkräfte zurückzuführen (vgl. Abschnitt 4.4).

In Abhängigkeit von der Gesamtlast aufgetragene Ergebnisse der mittels DMS oder SDM durchgeführten Dehnungsmessungen sowie einiger Durchbiegungsmessungen können den Bildern A 13 bis A 22 entnommen werden. Die an den Kurvenenden angeschriebenen Zahlen entsprechen den in Bild A 5 bis A 7 angegebenen Meßpunktnummern. Die mit Hilfe von DMS durchgeführten

Dehnungsmessungen sind zusätzlich mit "Z" für Messungen auf der Wandzugseite und mit "D" für Messungen auf der Wanddruckseite gekennzeichnet. Damit ist der Ort der Meßwertaufnahme auf der Wand eindeutig festgelegt. Die Richtung der Messung ist für die DMS durch eine Bildunterschrift und für die SDM als Zusatz

VE = vertikal

HO = horizontal

DI = diagonal

in der Kurvenbeschriftung angegeben.

Die durch ein Kreuz gekennzeichneten Meßwerte sind mit Ausnahme der Darstellungen zu Wand W 2 bereichsweise linear miteinander verbunden. Wie in Abschnitt 4.4 berichtet, mußte Wand W 2 nach Erreichen von ca. 54 % ihrer Bruchlast vollständig entlastet werden. Die Meßergebnisse einiger folgender Laststufen oberhalb dieses ersten Maximalniveaus der Last zeigen einen deutlichen Einfluß der vorangegangenen Lastgeschichte auf; sie wurden daher bei der Auftragung nicht berücksichtigt. Um dennoch den Verlauf der Ergebnisse für den Fall der einmaligen Kurzzeitbelastung im gesamten durchfahrenen Lastbereich darstellen zu können, wurde aus den verbleibenden Meßwerten ein Ausgleichspolynom 4. Ordnung errechnet und als Kurve gezeichnet. Den Bildern A 15 und A 16 ist zu entnehmen, daß die gewählten Funktionen den Verlauf der Meßergebnisse zufriedenstellend wiedergeben.

Die in den Meßpunkten 1, 3, 7 und 11 mittels DMS gemessenen Dehnungen sind nach ihrer Meßrichtung getrennt in einzelne Koordinatensysteme eingezeichnet, wobei jeweils zwei einander entsprechende Wertegruppen von Druck- und Zugseite gegenübergestellt sind. Neben der Mittendurchbiegung W_{11} , Meßpunkt Nr. 11, ist mit W_{13} eine weitere gemessene Durchbiegung in Form einer Last-Verschiebungskurve grafisch wiedergegeben. Für die Versuche W 3 bis W 5 ist außerdem die Mittendurchbiegung W_{22} eines oberen Lagerträgers dargestellt.

Um den Einfluß der ungleichmäßigen Reiß- und Festigkeitsverteilung auf den Verzerrungszustand der Wand aufzuzeigen, sind zum Vergleich die Dehnungen der Symmetriepunkte 1 und 3 in den Bildern A 14, A 16, A 18, A 20 und A 22 wiedergegeben. Bei der Betrachtung dieser Kurven muß be-

rücksichtigt werden, daß die diagonalen DMS sich entsprechender Meßpunkte für die Wände W 3 bis W 5 nicht symmetrisch bezüglich der vertikalen Wandmittelachse angeordnet waren (vgl. Bild A 5).

Die oberhalb der Zugfestigkeit des Betons mittels DMS gemessenen Dehnungsverläufe weisen infolge der Rißbildung mit wachsender Last im allgemeinen überproportional zunehmende Kurvenkrümmungen auf. Alle Zugdehnungen, die größer als die Rißdehnung von ca. 0,15 % sind, enthalten somit die durch Bildung von Haarrissen hervorgerufene Längenänderung, bezogen auf die 6 cm lange Meßstrecke des Dehnungsmeßstreifens. Kreuzen Risse mit vergleichsweise großen Rißbreiten einen DMS, dann wird dieser im Rißbereich wesentlich stärker auf Zug beansprucht als in den Nachbarzonen. Das führt entweder zu einem Ausfall des DMS - in diesen Fällen sind in den Kurvendarstellungen keine Werte wiedergegeben - oder zu einem sprunghaften Anstieg der Dehnungswerte. Bei der Bewertung der Ergebnisse sollte daher bedacht werden, daß durch eine übermäßige lokale Zugbeanspruchung eines Dehnungsmeßstreifens die für die Meßergebnisse vorausgesetzte Linearität zwischen Beanspruchung und Meßwiderstand möglicherweise nicht mehr gegeben ist. Die gemessene Dehnung täuscht in solchen Fällen eine größere Längenänderung der 6 cm-Meßstrecke vor, als tatsächlich vorhanden ist.

Die in den Punkten 1 und 3 gemessenen Vertikaldehnungen stimmen für alle Wände in ihrem qualitativen Verlauf gut überein. Die quantitativen Unterschiede sind neben den o. g. Einflüssen auch auf die geringfügig unterschiedlichen Belastungen sowie auf nicht auszuschließende Reibungseinflüsse der Wandlagerung zurückzuführen.

Bei allen Wänden sind die Querschnitte in den Meßpunkten 7 und 11 zunächst voll überdrückt. In Abhängigkeit von wirksamer Lastausmitte und Wandschlankheit erfolgt dann im Lastbereich $0,70 \leq F/F_u \leq 1,0$ eine Vorzeichenumkehr der vertikalen Dehnungen auf der Wandzugseite, so daß in diesen Punkten nunmehr in allen Richtungen der Wandebene Zugdehnungen vorhanden sind (vgl. hierzu auch die Bilder A 23 bis A 32).

Die Horizontaldehnungen unterliegen infolge der überwiegend vertikal verlaufenden Risse einer größeren Streuung als die Vertikaldehnungen. Während die Wände W 4 und W 5 in den Meßpunkten 11 und 7 keine großen Dehnungen in horizontaler Richtung aufweisen, erreichen entsprechende

Werte der Wände W 1 bis W 3 absolut betrachtet die gleiche Größenordnung wie die Dehnungen in vertikaler Richtung.

Abgesehen von den Wänden W 2 und W 3 stimmen die in den Bildern A 14, A 16, A 18, A 20 und A 22 wiedergegebenen Ergebnisse der Setzdehnungsmessungen (vgl. SDM-Anordnung Bild A 7) bis auf Meßungenauigkeiten mit den entsprechenden Ergebnissen der DMS-Meßwertaufnehmer gut überein. Hingegen sind die in Punkt 11 der Wand W 3 in horizontaler und diagonalen Richtung auf der Wandzugseite mittels SDM gemessenen Dehnungen kleiner als die zugehörigen DMS-Werte. Die gleiche Feststellung kann für die Diagonaldehnung in Punkt 7 der Wand W 2 getroffen werden. Es ist denkbar, daß die oben erläuterte, durch Rißbildung hervorgerufene Nichtlinearität zwischen Beanspruchung und Meßwiderstand des betrachteten DMS in diesen Fällen zu einer Verfälschung der Meßergebnisse geführt hat.

Mit den im folgenden erläuterten Bildern A 23 bis A 48 wird der Versuch unternommen, in qualitativer Form einen Gesamtüberblick zum Verzerrungszustand, dem Verformungsverhalten, der Rißentwicklung und der Bruchentstehung der geprüften Wände zu geben. Für höhere Laststufen ist es darüber hinaus mit ausreichender Genauigkeit möglich, die Versuchsergebnisse aus den grafischen Darstellungen zu quantifizieren.

Aus den in den einzelnen Meßpunkten in horizontaler, vertikaler und diagonalen Richtung voneinander unabhängig gemessenen Dehnungen wurden die Hauptdehnungen errechnet und in den Bildern A 23 bis A 32 für einzelne Laststufen grafisch wiedergegeben. Die Zug- bzw. Druckdehnungen sind als Zug- bzw. Druckpfeil entsprechend der in den Bildern A 41 bis A 45 angegebenen Legende eingezeichnet. Der Betrag der Dehnungen kann durch Vergleich der Strichlänge (ohne Pfeile) mit dem angegebenen Dehnungsmaßstab ermittelt werden. Für den Meßpunkt 1 ergeben sich mit Bild A 24 z. B. auf der Wandzugseite der Wand W 1 für die Laststufe tot $F = 4,33 \text{ MN}$ die Hauptdehnungen zu

$$\epsilon_1 = \frac{4 \text{ mm}}{15,5 \text{ mm}} \cdot 4,0 \% = + 1,0 \% \quad \text{Zug}$$

$$\epsilon_2 = -\frac{2,8 \text{ mm}}{15,5 \text{ mm}} \cdot 4,0 \% = - 0,7 \% \quad \text{Druck}$$

$$\alpha = 28,5^\circ \text{ (Winkel zwischen der Horizontalen und der } \epsilon_1\text{-Richtung)}$$

Die genauen Werte betragen $\epsilon_1 = 0,98$, $\epsilon_2 = - 0,63$ und $\alpha = 29^\circ$.

Für den letzten vor dem Bruch gemessenen Dehnungszustand sind die Hauptdehnungen im Vergleich mit Bruch- und Rißbild für Zug- und Druckseite der Wände in den Bildern A 41 bis A 45 grafisch dargestellt. Die in den Rißbildern der Wandzugseiten angegebenen Zahlen geben die Laststufe an, in der der betrachtete Riß mit bloßem Auge erkannt werden konnte. Die zugehörigen Lasten sind in der Tabelle des gleichen Bildes aufgeführt. Auf der Druckseite der Wände waren bis zum Erreichen der Bruchlast keine Abplatzungen oder Risse zu beobachten. Die beim Bruch der Wand herausgedrückten Bruchschollen sind in der grafischen Darstellung schraffiert gekennzeichnet.

In den Bildern A 38 bis A 40 ist die lastabhängige Rißentwicklung auf der Wandzugseite für die Wände W 1, W 3 und W 5 wiedergegeben. Die gemessenen Wanddurchbiegungen sind in Horizontal-, Vertikal- und Diagonalschnitten für ausgewählte Laststufen in den Bildern A 33 bis A 37 dargestellt. Die Kurven sind aus der Ansicht "Wanddruckseite" zu betrachten.

Die gezeigten Verzerrungszustände, Durchbiegungsverläufe, Rißentwicklungen und Bruchbilder geben Anlaß zu den folgenden Feststellungen:

Wand W 1 - unbewehrt, $h/\bar{d}_w = 28,0$;
konstanter Ausmittenverlauf mit $e_k/\bar{d}_w = 0,09$

Die Wand weist bis zur Laststufe tot $F = 2,60 \text{ MN}$ in allen gezeigten Schnitten die erwartete Verformungssymmetrie auf, Bild A 33. Desgleichen sind die Hauptdehnungen, Bild A 23, weitgehend symmetrisch zu den Wandmittellachsen und entsprechen nach Größe und Richtung etwa den Hauptdehnungen einer elastischen Vergleichsrechnung. Die gemessenen Dehnungen, Bilder A 13 und A 14, verlaufen bis zu dieser Laststufe in guter Näherung linear. Mit dem Auf-



Bild 21a

Risse und Bruchbild
zu Wand W 1,
Ansicht Zugseite

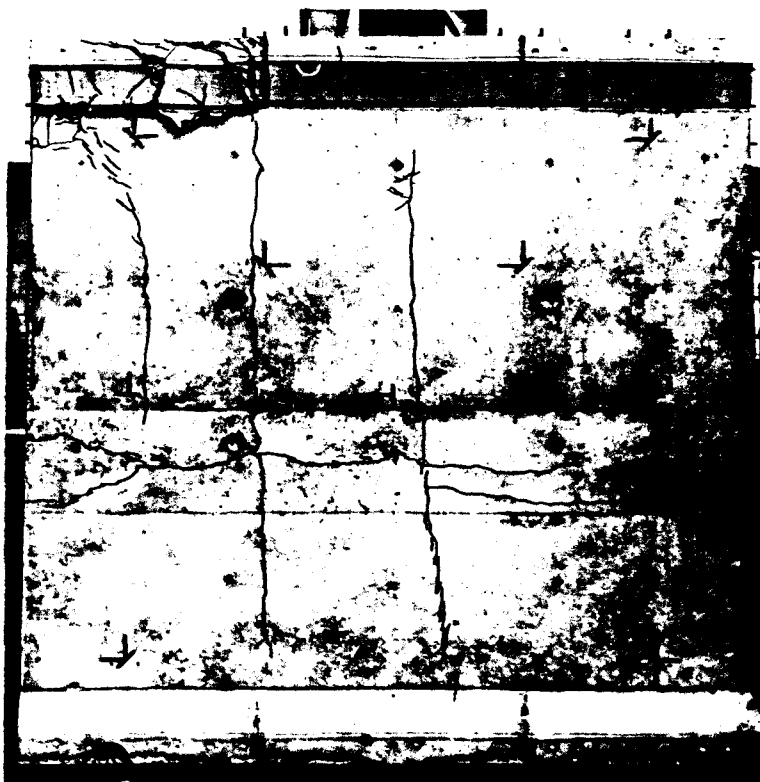


Bild 21b

Risse und Bruchbild
zu Wand W 1,
Ansicht Druckseite

treten der ersten sichtbaren Risse in Laststufe L 10 ($\text{tot } F = 2,90 \text{ MN}$) wachsen die Verformungen im gerissenen Bereich der Wand schneller an als in vergleichbaren Meßpunkten der ungerissenen Wandzonen, vgl. Bilder A 33, A 38.

Im oberen Randbereich beginnend pflanzen sich die Risse in vertikaler Richtung zunächst bis zur Wandmitte (L 13) und dann mit wachsender Last schließlich bis zur unteren Wandkonsole fort. Risse mit ausgeprägter horizontaler Richtung treten dabei nicht auf. Obwohl bereits in Laststufe L 14 zwei Risse die Wandzugseite in vertikaler Richtung durchqueren, ist eine weitere Laststeigerung um 12 % von $\text{tot } F = 3,97 \text{ MN}$ auf $\text{tot } F_u = 4,43 \text{ MN}$ möglich. Der Bruch tritt infolge Versagens der linken oberen Wandecke ein (Ansicht Druckseite), vgl. Bilder 21a und 21b sowie Bild A 41. Trotz der Risse hat sich die Richtung der Hauptdehnungen auf der Wandzugseite ebenso wie auf der Wanddruckseite kaum verändert. Dem stark gekrümmten Verlauf der Dehnungen und Durchbiegungen, Bilder A 13 und A 14 ist zu entnehmen, daß der Plattenbereich der Wand ebenfalls kurz vor dem Versagen stand.

Wand W 2 - symmetrisch schwach bewehrt, $h/\bar{d}_w = 28,3$;
konstanter Ausmittenverlauf mit $e_k/\bar{d}_w = 0,19$

Die Hauptdehnungen, Bilder A 25, A 26 und A 42, sind mit Hilfe der zuvor errechneten Ausgleichspolynome bestimmt worden. Sie geben daher näherungsweise den Verzerrungszustand der Wand unter einmaliger Kurzzeitbelastung wieder. Die zu den vertikalen Wandrändern geneigten Hauptdruckdehnungen in der horizontalen Symmetrieachse der Wand bestärken die in Abschnitt 4.4 vorgetragene Vermutung, daß ein Teil der Last über die vertikalen Ränder abfließen konnte. Die im Vergleich zu Wand W 1 wesentlich feinere Rißverteilung ist auf die vorhandene Bewehrung und die besondere Lastgeschichte der Wand zurückzuführen. Die Verformungen der oberen Wandhälfte wachsen mit zunehmender Last stärker an als die Durchbiegungen vergleichbarer Meßpunkte aus der unteren Wandhälfte, Bild A 34. Demzufolge tritt das Versagen in der oberen Wandhälfte auf, indem sich in den beiden oberen

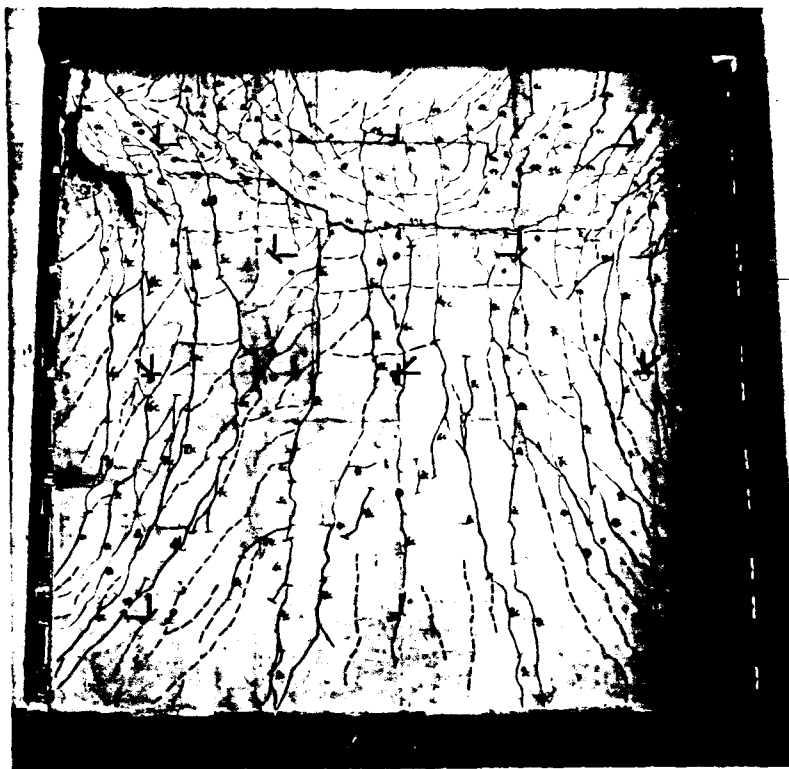


Bild 22a

Risse und Bruchbild
zu Wand W 2,
Ansicht Zugseite

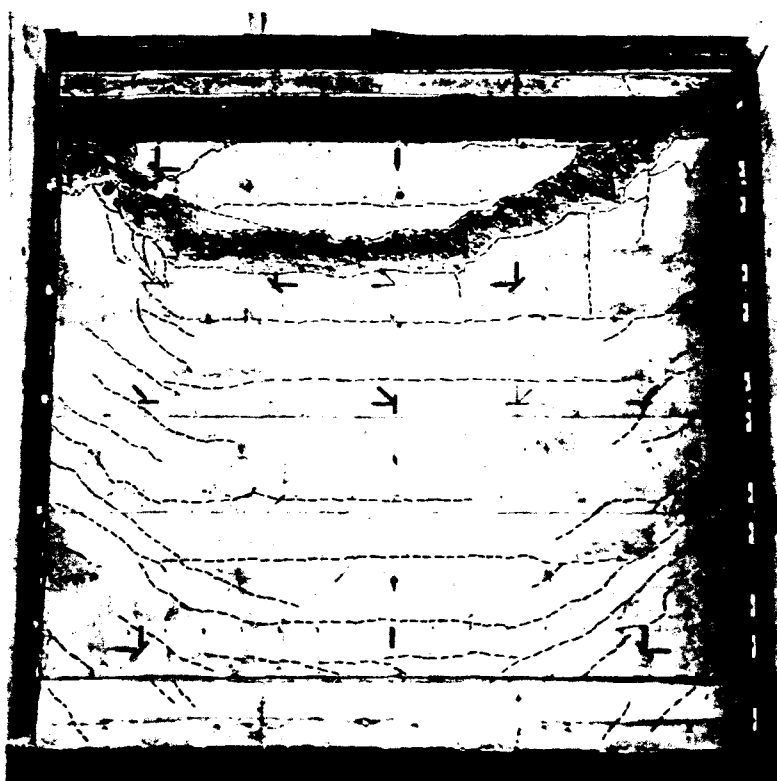


Bild 22b

Risse und Bruchbild
zu Wand W 2,
Ansicht Druckseite

Ecken beginnend schlagartig eine Bruchlinie ausbildet, Bilder 22a, 22b und A 42. Eine Betrachtung der Hauptdehnungen im Meßpunkt 3 (vgl. Bild A 5) auf der Zug- und Druckseite der Wand läßt vermuten, daß der Bruch durch Versagen der Betondruckzone eingeleitet wurde.

Wand W 3 - symmetrisch schwach bewehrt, $h/\bar{d}_w = 34,6$,
parabolischer Ausmittenverlauf mit $e_k/\bar{d}_w = 0,141$

Auffällig ist der aus den Hauptdehnungen der Druckseite abzulesende Verlauf der Hauptdruck-Trajektorien, Bilder A 27, A 28 und A 43. Während er bei den übrigen vier Wänden entsprechend der Biegefläche in Form eines "O" verläuft, nähert sich der Druck-Trajektorienverlauf der Wand W 3 der Form eines "X". Die Hauptdruckdehnungen der in den Wandeckbereichen angeordneten Meßpunkte 1, 3, 15 und 17 weisen demzufolge von den Wandecken zur Wandmitte hin.

Die Rißbildung beginnt im wesentlichen im unteren Lasteinleitungsbereich und pfalzt sich mit zunehmender Last in vertikaler Richtung zur oberen Wandhälfte fort, vgl. Bild A 39. Damit ist verständlich, daß die gemessenen Verformungen in der unteren Wandhälfte größer sind als die Durchbiegungen vergleichbarer Meßpunkte der oberen Hälfte, vgl. den Vertikalschnitt in Bild A 35. Bezüglich der vertikalen Wandmittelachse besteht jedoch in horizontaler Richtung eine sehr zufriedenstellende Symmetrie der Durchbiegungsmeßergebnisse, wie den im Horizontalschnitt dargestellten Durchbiegungsverläufen der Wand entnommen werden kann. Anders als die Durchbiegungen wachsen die Hauptdruckdehnungen auf der Wanddruckseite in der oberen Wandhälfte schneller an als vergleichbare Werte des unteren Wandbereichs, wodurch das Versagen schließlich in der oberen Wandzone eingeleitet wird. Der mittels zweier VIDEO-Fernsehkameras aufgezeichnete Bruchvorgang ließ bei einer Zeitlupen-Wiedergabe erkennen, daß die Bruchlinie schlagartig auf der Zug- und Druckseite "gleichzeitig" entstand (vgl. hierzu Bilder 23a, 23b und A 43 sowie die Anmerkungen zu W 5).

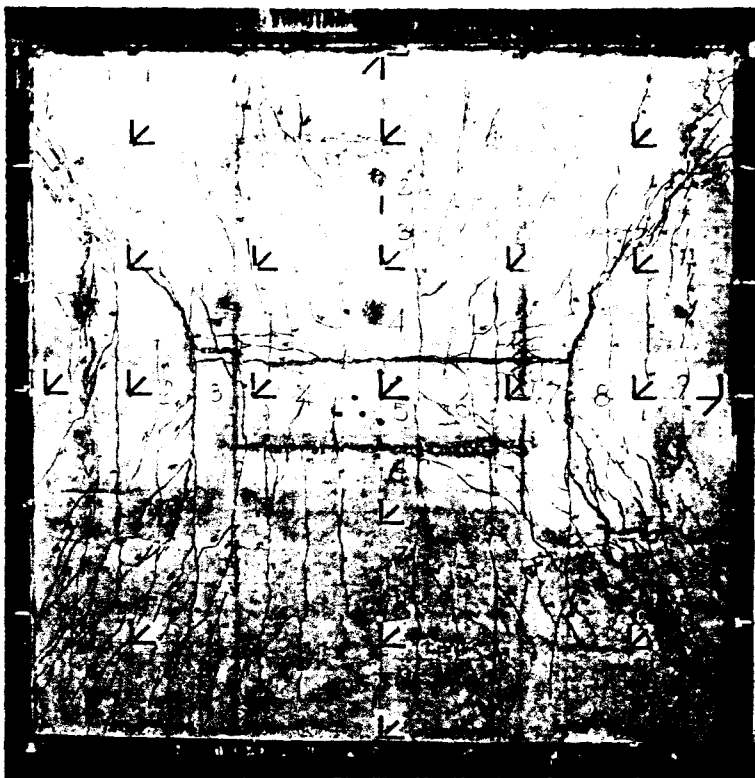


Bild 23a

Risse und Bruchbild
zu Wand W 3,
Ansicht Zugseite

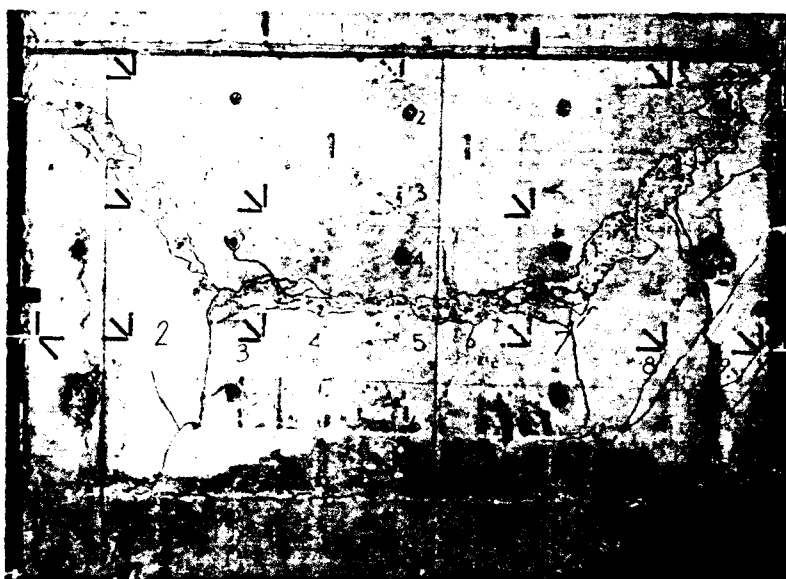


Bild 23b

Risse und Bruchbild
zu Wand W 3,
Ansicht Druckseite

Wand W 4 - unbewehrt, $h/\bar{d}_w = 34,7$;
parabolischer Ausmittenverlauf mit $e_k/\bar{d}_w = 0,196$

Wand W 4 weist im Vergleich zu den anderen Wänden die größte Schlankheit, die größte bezogene Ausmitte und gleichzeitig die kleinste Prismendruckfestigkeit auf. Infolgedessen erfolgte das Versagen der Wand relativ frühzeitig, so daß bis zum Bruch nur sehr wenige, großflächig verteilte Risse festgestellt werden konnten. Die in Bild A 44 durch Zahlen gekennzeichneten Risse zeigen die Rißentwicklung der Wand bis zum Erreichen einer Gesamtlast von $F \approx 1,20$ MN entsprechend 60 % der Bruchlast.

Wegen der vergleichsweise großen Verformungen ist es zunächst nicht verwunderlich, wenn die ersten Risse bereits bei 24 % der Bruchlast auftraten (L 4 in Bild A 44). Bei Betrachtung der in Bild A 29 dargestellten Hauptzugdehnungen auf der Wandzugseite fällt für die Rißlaststufe L 4 mit tot $F = 0,48$ MN jedoch auf, daß in keinem Meßpunkt die Rißdehnung des Betons von ca. $\epsilon_R = 0,11$ ‰ erreicht wird. Es ist daher anzunehmen, daß sich die unter Abschnitt 3.4 beschriebene ungewollte stoßartige Vorbelastung der Wand auf die Rißentwicklung der unteren Laststufen ausgewirkt hat.

Da sowohl die Hauptdruckdehnungen der Wanddruckseite als auch die Durchbiegungen (Bild A 36) in der oberen Wandhälfte größere Werte als in entsprechenden Meßpunkten der unteren Hälfte aufweisen, versagt die Wand, indem sich schlagartig in der oberen Wandzone eine Bruchlinie ausbildet (vgl. Bilder 24a, 24b und A 44).

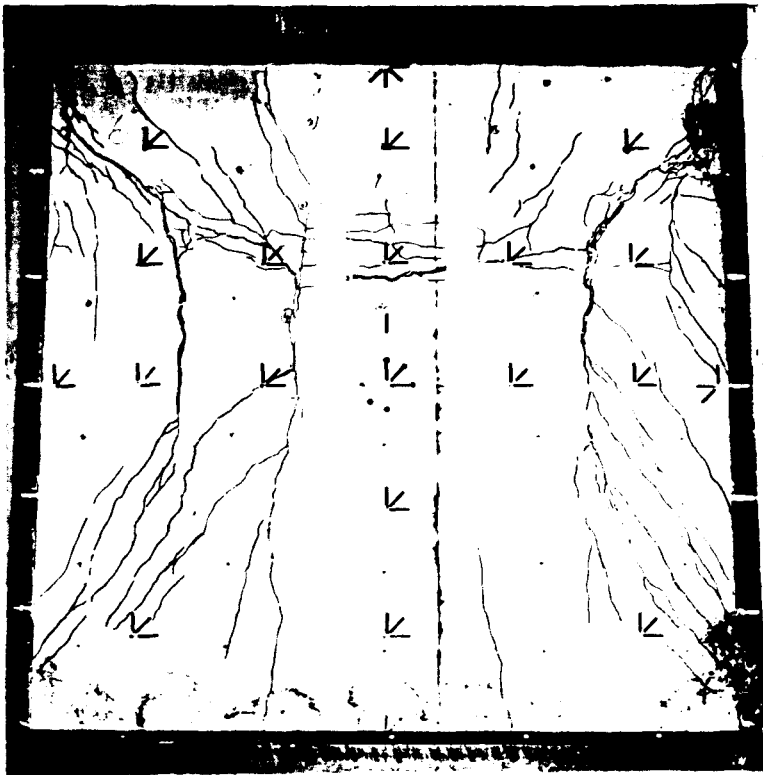


Bild 24a

Risse und Bruchbild
zu Wand W 4,
Ansicht Zugseite



Bild 24b

Risse und Bruchbild
zu Wand W 4,
Ansicht Druckseite

Wand W 5 - unbewehrt, $h/\bar{d}_w = 26,3$

parabolischer Ausmittenverlauf mit $e_k/\bar{d}_w = 0,192$

Ein hervorstechendes Ergebnis dieses Wandversuchs ist die symmetrische Bruchlinie, die den aus der Fließgelenktheorie der Platten bekannten Fließgelenklinien in Form und Verlauf recht nahe kommt, vgl. Bilder 25a, 25b und A 45. Offensichtlich war es mit der bei Wand W 5 nochmals verbesserten Vermessung und Montage der horizontalen Lagerrollen gelungen, den angestrebten idealen Lagerungsbedingungen weitgehend gerecht zu werden.

Ebenso wie die Durchbiegungsverläufe, Bild A 37, und die Hauptdehnungen, Bilder A 31 und A 32, weist die in Bild A 40 gezeigte Rißverteilung bezüglich der Wandmittelachsen zufriedenstellende Symmetrien auf. Die in Laststufe L 11 sich abzeichnenden fein verteilten Risse in den Eckbereichen der Wandzugseite sind u. a. vermutlich durch die eingelegte konstruktive Randbewehrung beeinflusst worden. Bereits in Laststufe L 12 durchqueren zwei breite Risse die Wandzugseite in vertikaler Richtung. Trotz der damit verbundenen beträchtlichen Verringerung der in horizontaler Richtung vorhandenen Biegesteifigkeit des Plattenbereichs ist eine weitere Laststeigerung von tot $F = 2,39 \text{ MN}$ auf tot $F_u = 3,40 \text{ MN}$ um ca. 30 % möglich (siehe auch Wand W 1).

Die von beiden Wandseiten gefertigten VIDEO-Aufnahmen zeigten bei der Wiedergabe des gefilmten Bruchvorganges, daß sich die Bruchlinie schlagartig gleichzeitig auf Zug- und Druckseite ausbildete. Da die verwendete Fernsehaufzeichnungsanlage ein für die vorliegenden Zwecke recht begrenztes zeitliches Auflösungsvermögen besitzt, erscheint der folgende Bruchmechanismus ebenfalls denkbar:

- Örtlich versagt ein stark beanspruchter Wandbereich.
- Die an dieser Stelle zuvor übertragenen Schnittgrößen werden durch den Steifigkeitsausfall auf Nachbarzonen umgelagert.

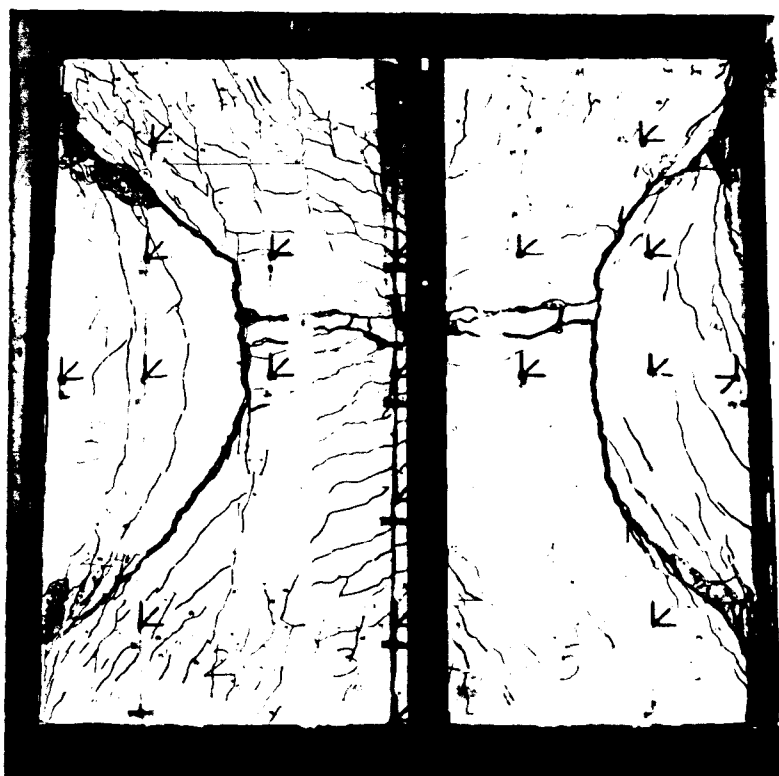


Bild 25a

Risse und Bruchbild
zu Wand W 5,
Ansicht Zugseite

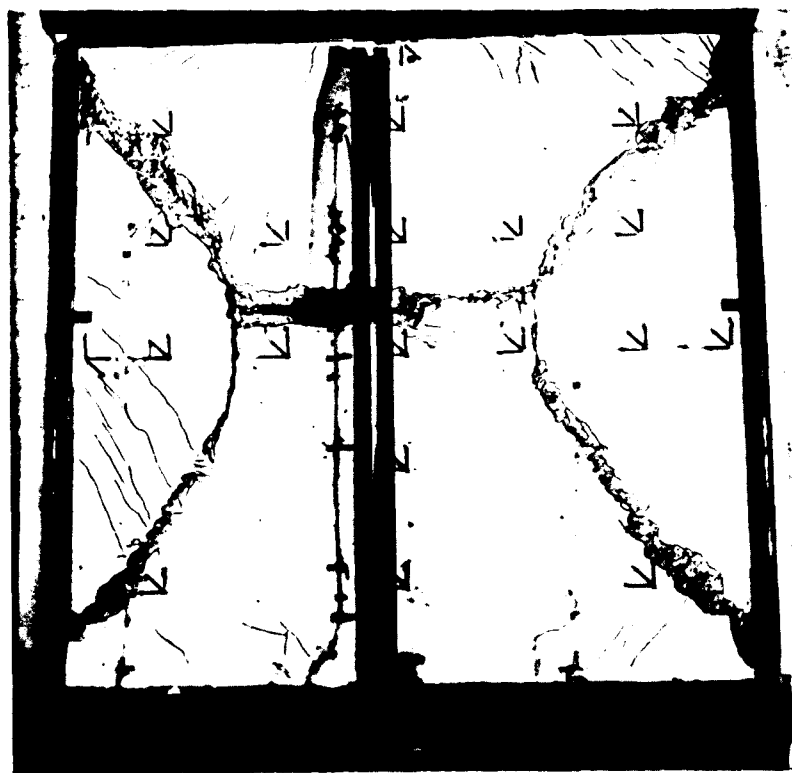


Bild 25b

Risse und Bruchbild
zu Wand W 5,
Ansicht Druckseite

- Diese versagen nunmehr infolge der Zusatzbelastung ebenfalls, wodurch eine "Kettenreaktion" nacheinander versagender Querschnitte eingeleitet ist.
- Der Bruchablauf ist in wenigen 1/10 Sekunden beendet.

Rechnerische Vergleichsdurchbiegungen

Unter Voraussetzung der Gültigkeit der Bernoulli-Hypothese wurden aus den gemessenen Dehnungen in horizontaler und vertikaler Richtung die Krümmungen errechnet. Die Ergebnisse sind entlang ausgezeichneter Schnitte in den Bildern A 46 bis A 48 grafisch dargestellt. Wird weiterhin vorausgesetzt, daß sich die Krümmungen zwischen zwei Meßpunkten linear verändern, so können rechnerische Durchbiegungsverläufe durch zweifache Integration der Differentialgleichung des einfachen Balkens ermittelt werden. Die in dieser Weise durch numerische Integration bestimmten Durchbiegungen sind ebenfalls in den Bildern A 46 bis A 48 wiedergegeben. Zur Festlegung der beiden Integrationskonstanten wurde angenommen, daß die Wanddurchbiegung in den Endpunkten des Horizontalschnittes verschwindet; als Randbedingung für den Vertikalschnitt wurden die gemessenen Mittendurchbiegungen des oberen und unteren Lagerträgers in die Berechnung eingeführt.

Ein Vergleich der Krümmungsdarstellungen mit den zuvor erläuterten Rißbildern zeigt, daß die zum Teil großen Knicke in den Kurvenverläufen auf die fortschreitende Rißentwicklung der Wände zurückzuführen ist. Infolge der glättenden Wirkung der zweifachen Integration weisen die Durchbiegungen vergleichbarer Meßpunkte hingegen eine zufriedenstellende Symmetrie zu den Wandmittelachsen auf.

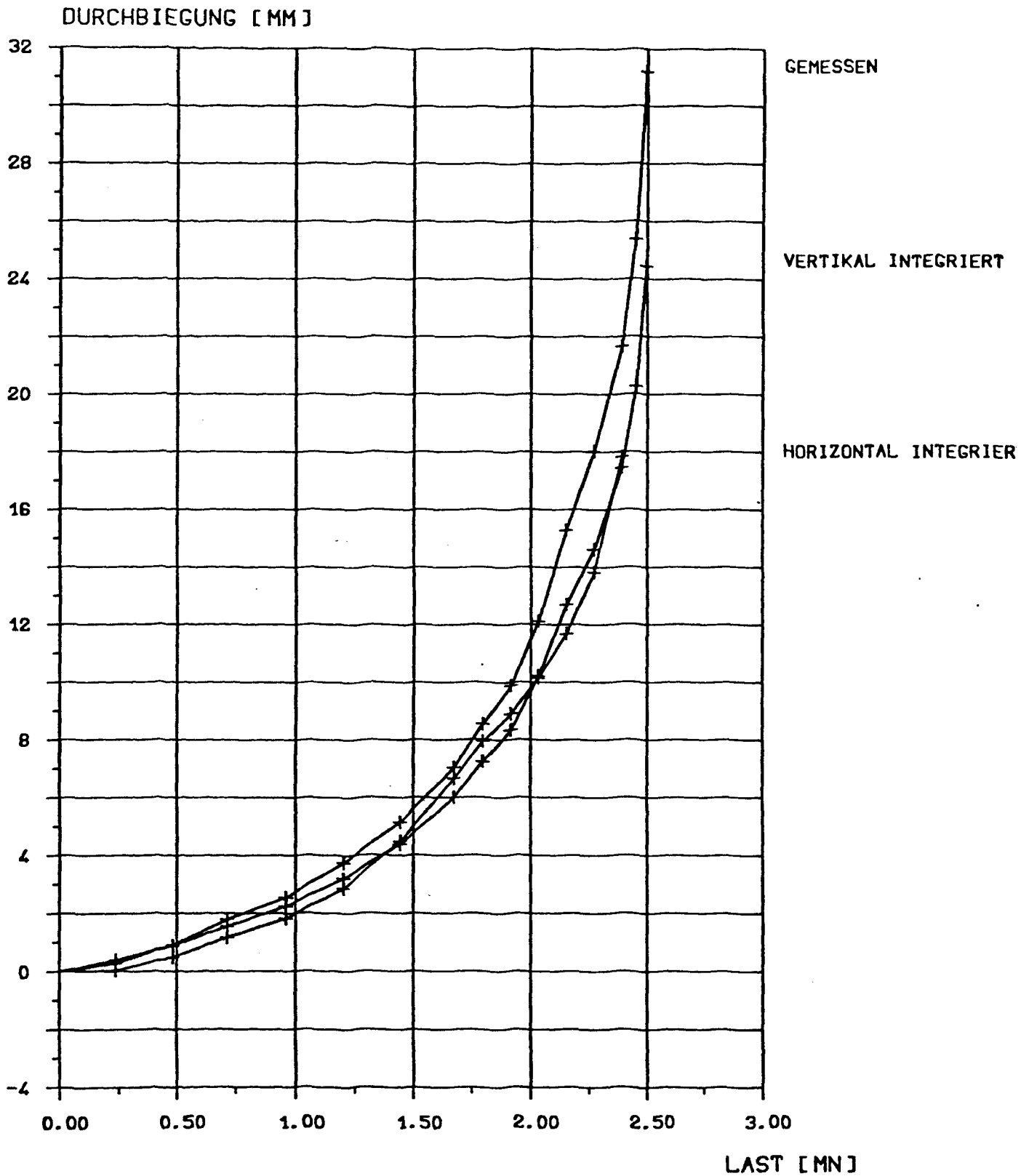


BILD: 26 WAND 3

VERGLEICH: GEMESSENE - INTEGRIERTE MITTENDURCHBIEGUNG

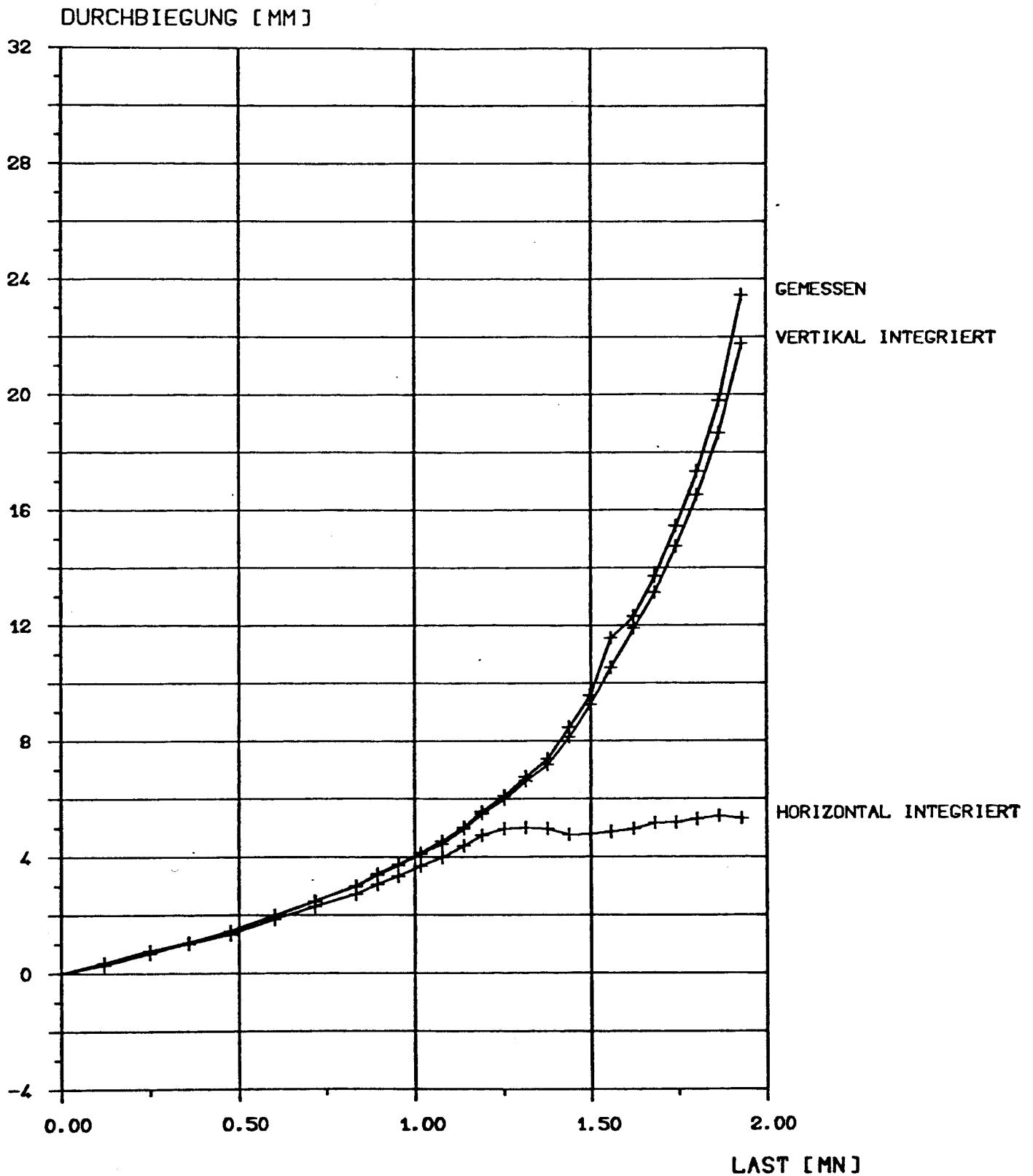


BILD: 27 WAND 4

VERGLEICH: GEMESSENE - INTEGRIERTE MITTENDURCHBIEGUNG

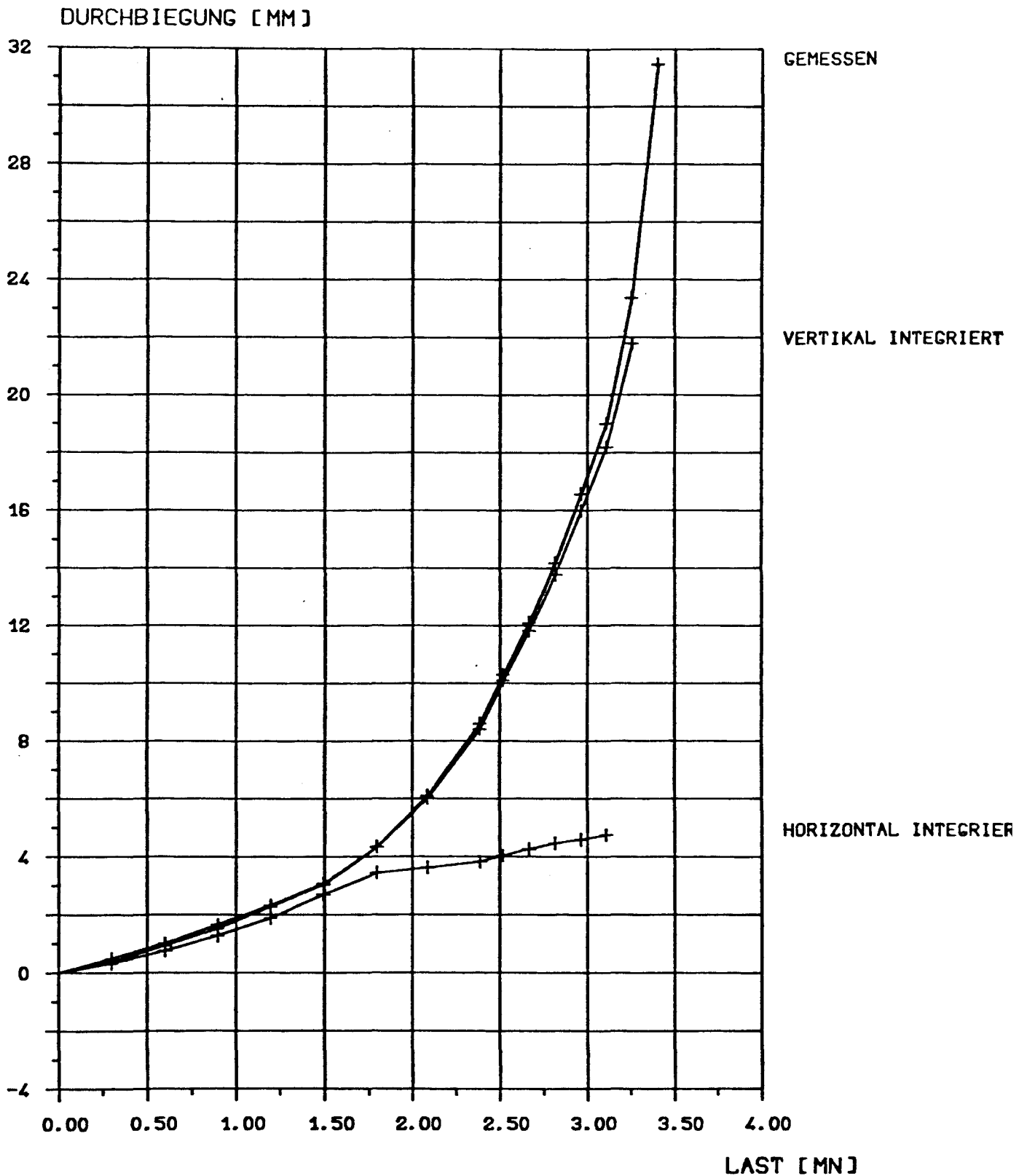


BILD: 28 WAND 5

VERGLEICH: GEMESSENE - INTEGRIERTE MITTENDURCHBIEGUNG

Da die entstehenden Risse die Wände überwiegend in vertikaler Richtung durchqueren, weisen die getrennt nach horizontaler und vertikaler Richtung durch Integration bestimmten Biegeflächen in gleichen Meßpunkten unterschiedliche rechnerische Durchbiegungen auf. Für die Wände W 3 bis W 5 sind die aus den Krümmungen entlang der beiden Wandsymmetrieachsen errechneten Mittendurchbiegungen den gemessenen Werten in den Bildern 26 bis 28 gegenübergestellt. Während die "vertikal integrierten" Durchbiegungen insbesondere für die Wände W 4 und W 5 gut mit den wirklichen Verschiebungen übereinstimmen, weisen die "horizontal integrierten" Durchbiegungen mit fortschreitender Rißausbildung für die unbewehrten Wände 4 und 5 beträchtliche Abweichungen gegenüber den Meßwerten auf. Für Wand W 3 sind die beiden errechneten Durchbiegungsverläufe weitgehend identisch. Damit wird ähnlich wie aus den gezeigten Hauptdehnungen und Rißbildern ersichtlich, daß bereits die vorhandene schwache Bewehrung zu einer gleichmäßigeren und effektiveren Querschnittsausnutzung der Wand beitragen kann.

5.2. Ergebnisse der Versuche an Wandstreifen

Zur experimentellen Ermittlung der Quertragfähigkeit der geprüften Wände wurde die Bruchlast der in Abschnitt 4.2 genannten Wandstreifen einen Tag nach Durchführung des Hauptversuches mittels einer 600 Mp-Stützenpresse bestimmt (vgl. Bilder 29a und 29b). Die Ergebnisse dieser für die Wände W 2 bis W 5 durchgeführten Nebenversuche sind in Tabelle 11 zusammengestellt.

Größe ⁺⁾	Wandstreifen			
	NW 2	NW 3	NW 4	NW 5
b [mm]	500	500	500	500
\bar{d}_s [mm]	100	78,6	80,6	105,0
h/\bar{d}_s	30	38,2	37,2	28,6
e/\bar{d}_s	0,2	0,19	0,20	0,19
tot [%]	0,31	0,39	unbewehrt	
F_u [MN]	0,270	0,140	0,150	0,255
f_u	0,212	0,149	0,186	0,180
$w_{0,80}$ [mm]	7,3	8,7	7,3	8,0

+) Bezeichnungen siehe Erläuterungen zu Tabelle 10

Tabelle 11: Ergebnisse der Versuche an Wandstreifen



Bild 29 a

Wandstreifen NW 2 im Bruchzustand



Bild 29 b

Da zur Zeit für unterschiedliche Ausmittenverläufe hinsichtlich der zu erwartenden Bruchlast kein theoretisch und experimentell abgesichertes Vergleichskriterium besteht, sind für die Wandstreifen NW 3 bis NW 5 zwei verschiedene Definitionen auf die Berechnung der konstanten Ausmitten angewendet worden.

1. Die Arbeit der äußeren Lasten soll entlang der entstehenden Verformungen bei parabolischem und konstantem Ausmittenverlauf gleich sein.
2. Die über die Wandbreite bestimmten Momentensummen der bei parabolischem und konstantem Ausmittenverlauf angreifenden Vertikallasten soll gleich sein (diese Definition ist identisch mit der in Abschnitt 4.3 angegebenen Voraussetzung zur Berechnung der Parabelfunktion der Wandausmitten).

Auf der Grundlage der ersten Definition sind mit Hilfe eines Finite-Element-Programms elastische Vergleichsberechnungen durchgeführt worden. Im Falle der Wand W 3 ergibt sich hiernach mit den in Tabelle 10 angegebenen Parametern eine konstante Vergleichsausmitte von $e/d_s = 0,90 \cdot (\max e/\bar{d}_w) = 0,194$. Für den Wandstreifen NW 3 wurde die Einhaltung der aus diesem Parameter resultierenden Exzentrizität von $e = 0,194 \cdot 78,6 = 15,25$ mm angestrebt.

Ein Vergleich der bezogenen Bruchlasten $f_u = \text{tot } F_u / (b \cdot \bar{d} \cdot \beta_p)$ zeigte nach Durchführung der Versuche, daß die Tragfähigkeit der Wand durch ihre vertikale Lagerung auf den 2,7-fachen Wert der zweiseitig gelagerten Wand anwächst (vgl. Tabelle 10; der Einfluß der unterschiedlichen Schlankheiten $h/\bar{d}_w = 34,6$ und $h/\bar{d}_s = 38,2$ ist bei der Berechnung des Vergleichswertes nicht berücksichtigt). Die Tragfähigkeitszunahme schien recht groß gegenüber dem für Wand W 2 gefundenen Wert von $f_{u,w}/f_{u,s} = 1,69$ zu sein. Um für die unbewehrten Wände W 4 und W 5 bezüglich ihres Quertragvermögens "auf der sicheren Seite" liegende Versuchsergebnisse zu erhalten, wurde die zweite Definition des Vergleichskriteriums der Berechnung der konstanten Ersatzausmitten für Wandstreifen NW 4 und NW 5 zugrunde gelegt. Die in Tabelle 11 angegebenen bezogenen Ist-Ausmitten stimmen daher gut mit den in Tabelle 10 aufgeführten konstanten Vergleichsausmitten e_k/\bar{d}_w überein. Diese Berechnungsmethode ergab eine Verringerung der Exzentrizität um ca. 25 % gegenüber dem entsprechenden nach der ersten Definition ermittelten Wert. Trotz der damit verbundenen Vergrößerung der Stützenbruchlast läßt der Vergleichsfaktor $f_{u,w}/f_{u,s}$ für die Wände W 4 und W 5 auf eine Verdoppelung ihrer Tragfähigkeit gegenüber gleichartigen zweiseitig gelagerten Wänden schließen, vgl. Tabelle 10.

Die in den Viertelpunkten der Wandstreifen gemessenen Durchbiegungen sind für NW 2, NW 4 und NW 5 in Abhängigkeit von der Last grafisch wiedergegeben, vgl. Bild 30.

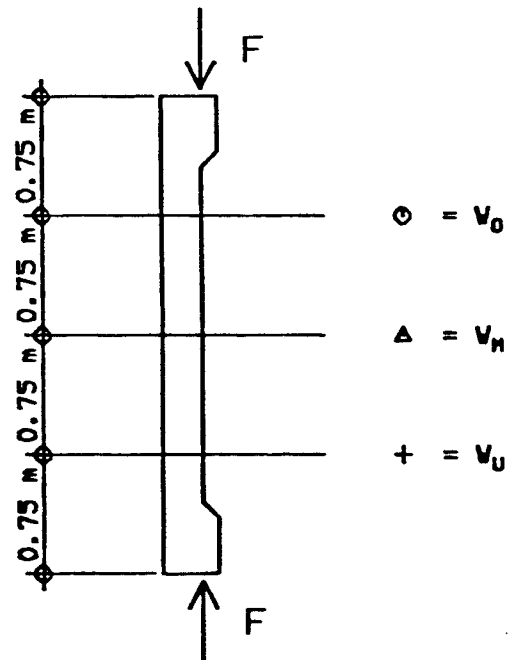
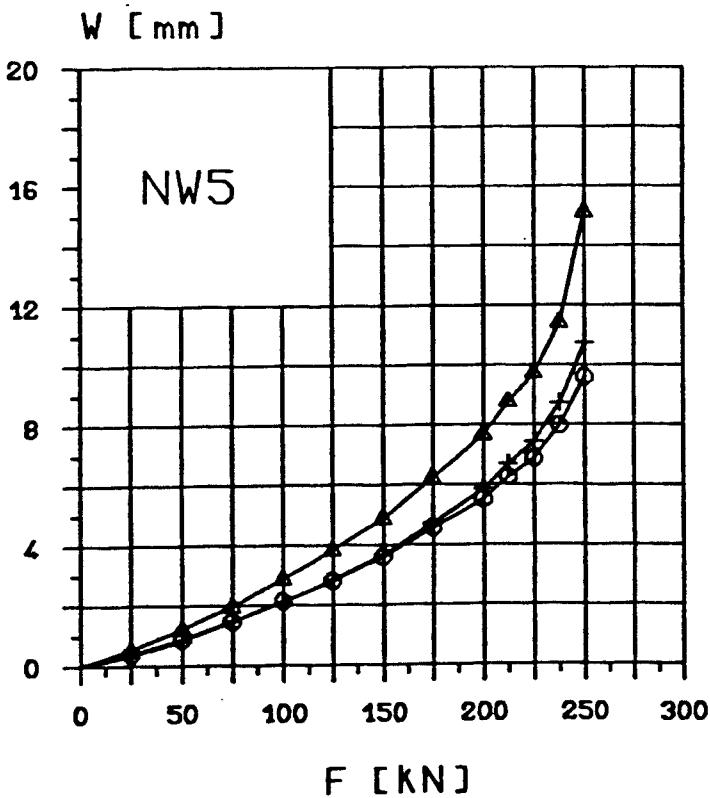
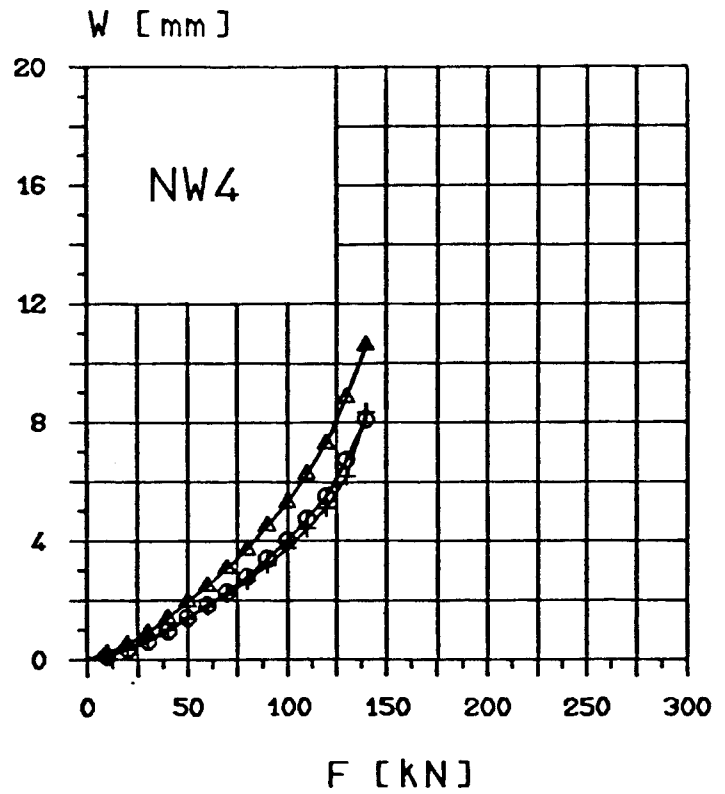
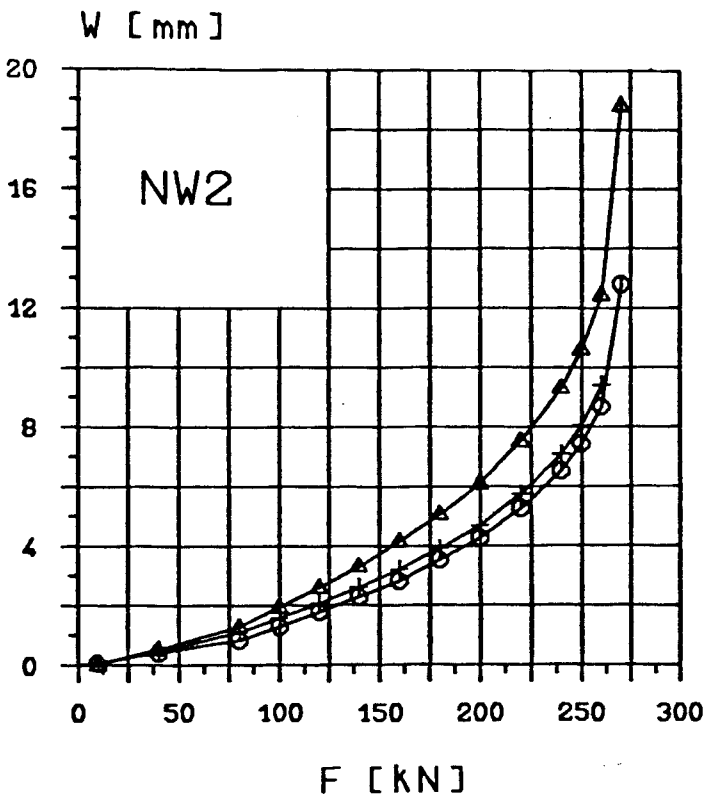


BILD 30 NEBENVERSUCHE ZU WAND W2, W4, W5.

LAST-VERFORMUNGSBEZIEHUNG

6. Zusammenfassung und Ausblick

Fünf Versuche an vierseitig gelenkig gelagerten Betonwänden wurden zur experimentellen Ermittlung des Trag- und Verformungsverhaltens durchgeführt. Neben der Bestimmung der Bruchlasten wurden Dehnungen auf der Betonoberfläche sowie Durchbiegungen und Randverdrehungen gemessen. Ebenso wie Form und Verlauf der Bruchlinie wurde die Entwicklung der Risse grafisch festgehalten. Der Bruchablauf ist mit Hilfe einer VIDEO-Fernsehanlage aufgezeichnet worden. Zur experimentellen Quantifizierung der durch die vertikale Wandlagerung hervorgerufenen Zunahme der Bruchlast sind als Vergleichskörper 50 cm breite Wandstreifen erstellt worden, deren Bruchlast jeweils einen Tag nach Durchführung des Hauptversuches ermittelt wurde.

Um für die Entwicklung und Überprüfung von Berechnungsmodellen zuverlässige Versuchsdaten zu gewinnen, war die Einhaltung eindeutiger Belastungs- und Lagerungsbedingungen angestrebt. Zu diesem Zweck wurde ein aufwendiger Versuchsstand konstruiert, der die Durchführung von Versuchen an "Navier-gelagerten" Betonwänden mit praxisnahen Abmessungen erlaubte. Die Bereiche "Lagerung - Lasteinleitung - Prüfling" sind dabei konstruktiv voneinander getrennt.

Als Ergebnis der Versuche sind Durchbiegungen und Dehnungen in Abhängigkeit von der Last grafisch dargestellt und ausführlich kommentiert. Alle wesentlichen Werkstoffkenngrößen sind in tabellarischer Form wiedergegeben.

Es wird festgestellt, daß auch bei unbewehrten Wänden ein großes Quertragvermögen zu verzeichnen ist. Die vertikale Lagerung der Wände erhöht beim vorliegenden Seitenverhältnis $h/b = 1,0$ ihr Tragvermögen auf etwa das Doppelte der zweiseitig gelagerten Wand. Ein signifikanter Einfluß der Wand-schlankheit auf das Quertragvermögen ist den vorliegenden Ergebnissen nicht zu entnehmen.

Bereits eine geringe, symmetrisch angeordnete Bewehrung führt deutlich zu einer feineren Rißverteilung als sie bei unbewehrten Wänden gegeben ist. Die Hauptrisse durchqueren die Wandzugseite ausschließlich in vertikaler Richtung (Aufreißen der Querschnitte in normalkraftfreier Querrichtung).

Auch nach dem ersten Auftreten von breiten, vertikal über die ganze Wand verlaufenden Rissen ist bei allen geprüften Wänden eine weitere Belastungszunahme um bis zu 30 % des Bruchlastwertes möglich. Da dieser Lastbereich oberhalb der Bruchlast einer gleichartigen zweiseitig gehaltenen Wand liegt, ist es offensichtlich möglich, daß trotz der Vertikalrisse noch große Lastanteile zu den vertikalen Lagern hin abgetragen werden.

Der Bruch tritt schlagartig in Form einer Bruchlinie auf. Bei weitgehend idealen Lagerungsbedingungen ähnelt der Verlauf der Bruchlinie den aus der Fließgelenktheorie bekannten Fließgelenklinien.

Vor Durchführung der Versuche erfolgte auf der Grundlage eines von STORKEBAUM [28] entwickelten Rechenmodells ein rechnerisch-theoretisches Studium zur Festlegung geeigneter Versuchsparameter. Daneben sind mit Hilfe eines Finite-Element-Rechenprogramms Berechnungen mit dem Ziel ausgeführt worden (geometrisch und physikalisch linear), näherungsweise den Einfluß der Wandkonsolen und der konstruktiven Randbewehrung auf das Verformungsverhalten der Wände zu erfassen. Um die Tragfähigkeit exzentrisch auf Achsdruck beanspruchter Stützen mit dem Tragvermögen vierseitig gelagerter Wände bei veränderlichem Ausmittenverlauf vergleichen zu können, sind darüber hinaus erste rechnerische Untersuchungen zur Ermittlung geeigneter Vergleichskriterien durchgeführt worden. Ein umfassendes rechnerisches Studium aller für das Tragverhalten der Wände als wichtig erscheinenden Parameter war aus finanziellen Gründen nicht möglich. Da die aus den bisherigen Berechnungen gewonnenen Erkenntnisse noch nicht hinreichend abgesichert sind, wurde im vorliegenden Bericht auf ihre Darstellung verzichtet.

Die Versuchsergebnisse zeigen, daß entgegen den z. Z. herrschenden Vorstellungen vom Tragverhalten unbewehrter, vierseitig gelagerter Betonwände eine Lastabtragung über die durch Risse geschwächten Querschnitte zu den vertikalen Rändern hin auch nach dem Auftreten breiter, durchgehender Vertikalrisse möglich bleibt. Eine statistische Absicherung dieser Aussage ist jedoch infolge der geringen Anzahl der bisher durchgeführten Versuche nicht möglich. Neben einer eingehenden rechnerisch-theoretischen Untersuchung zum Tragverhalten von Betonwänden, in der die vorliegenden Versuchsergebnisse zur Rißbildung, dem Verzerrungszustand und dem Bruchverhalten berücksichtigt werden sollten, ist die Durchführung weiterer Versuche erforderlich, um Erkenntnisse

über den Einfluß der folgenden Parameter auf das Trag- und Verformungsverhalten der Wände zu gewinnen:

- Betonzugfestigkeit
- Schlankheit h/d
- Seitenverhältnis h/b
- Form des Ausmittenverlaufes; Größe e/d der bezogenen Exzentrizitäten
- dreiseitige Lagerung der Wand
- vertikaler Schwindriß bei unbewehrten und schwach bewehrten Wänden.

A n l a g e

	Seite
Konstruktion des Versuchsstandes	68
Anordnung der Meßwertaufnehmer	72
Lastverteilung entlang der Wandbreite	75
Versuchsergebnisse	80

Verzeichnis der Bilder im Anhang

Bild-Nr.	Bezeichnung	Seite
A 1	Versuchskörper und Belastungskonstruktion . .	68
A 2	Schnitte: Versuchskörper und Belastungs- konstruktion	69
A 3	Schnitte: Versuchskörper und Lagerung	70
A 4	Vertikale und horizontale Lagerung.	71
A 5	Anordnung der DMS auf der Wandoberfläche . .	72
A 6	Anordnung der Meßpunkte zur Durchbiegungs- messung	73
A 7	Anordnung der Meßpunkte zur Setzdehnungs- messung	74
A 8 - A 12	Lastverteilung entlang der Wandbreite	75 - 79
A 13 - A 22	Gemessene Dehnungen und Durchbiegungen in Abhängigkeit von der Gesamtlast	80 - 89
A 23 - A 32	Lastabhängige Veränderung der Hauptdehnungen	90 - 99
A 33 - A 37	Lastabhängiger Verlauf der gemessenen Durch- biegungen entlang ausgezeichneter Schnitte .	100 - 104
A 38 - A 40	Rißentwicklung	105 - 107
A 41 - A 45	Rißbilder und Hauptdehnungen im Bruchlast- bereich	108 - 112
A 46 - A 48	Lastabhängiger Verlauf der aus Dehnungen er- rechneten Krümmungen und Durchbiegungen ent- lang ausgezeichneter Schnitte	113 - 115

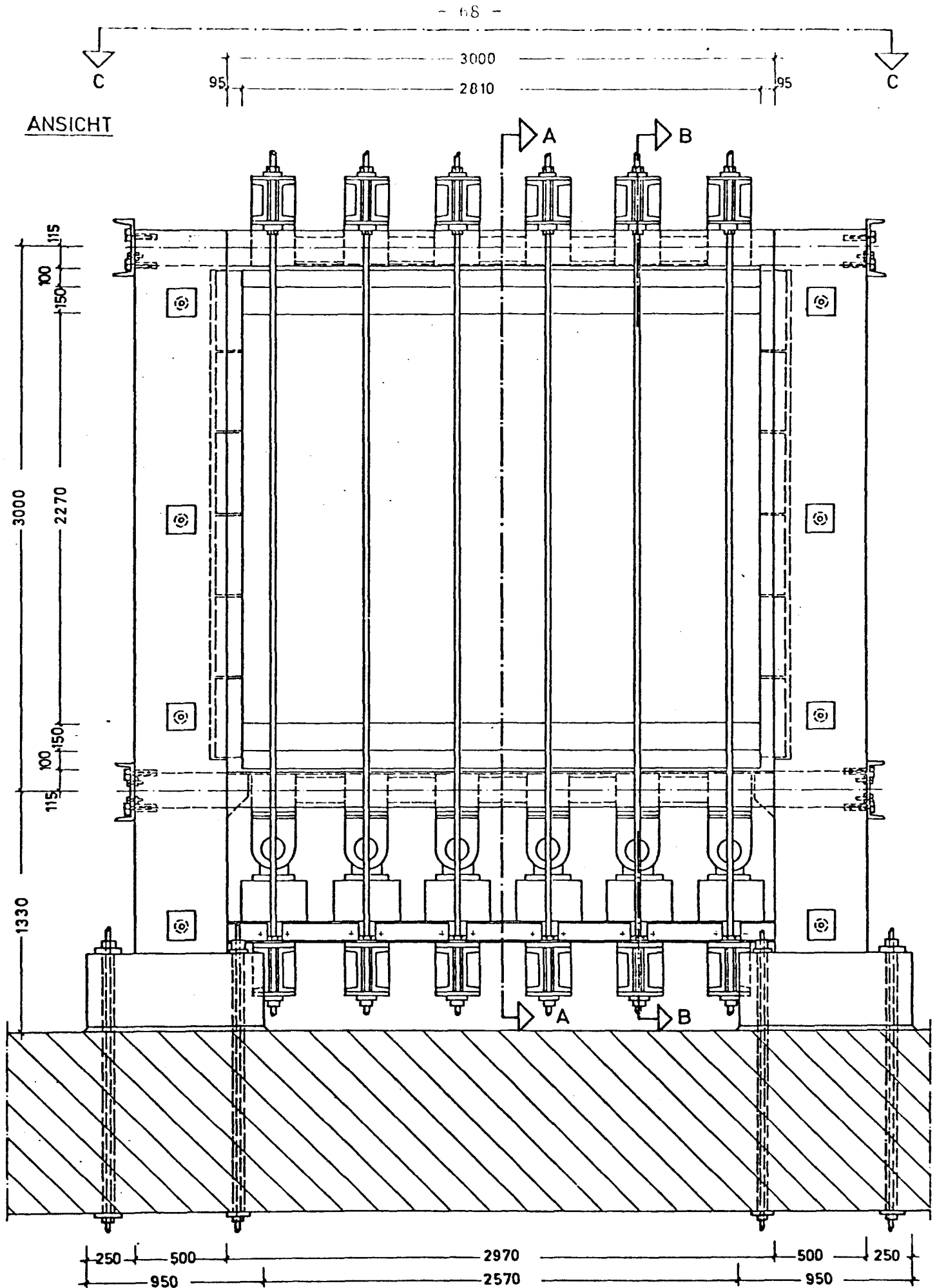


Bild A1

Ansicht : Versuchskörper und Belastungskonstruktion

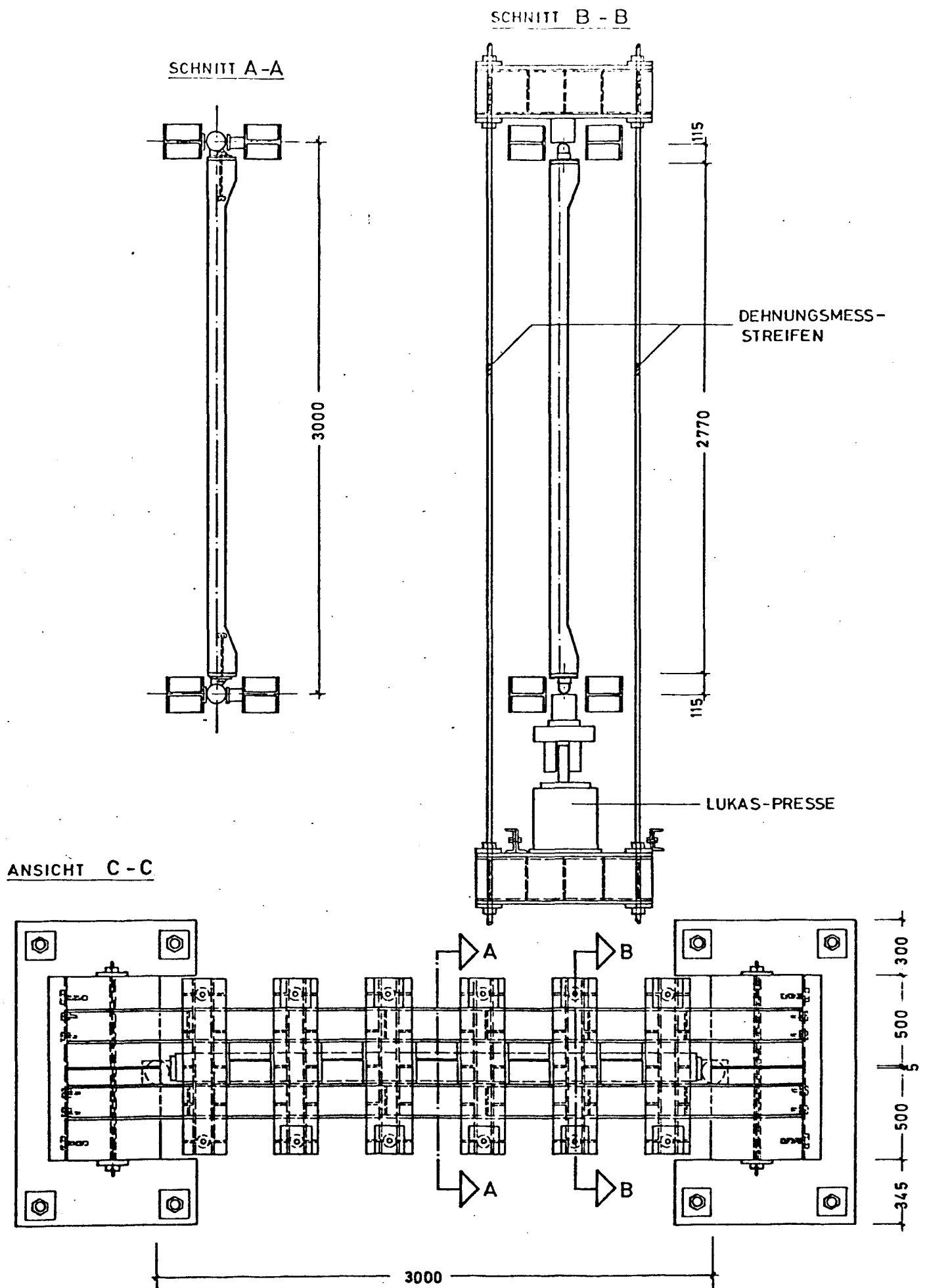


Bild A2

Schnitte: Versuchskörper und Belastungskonstruktion

DETAIL: LAGERUNG

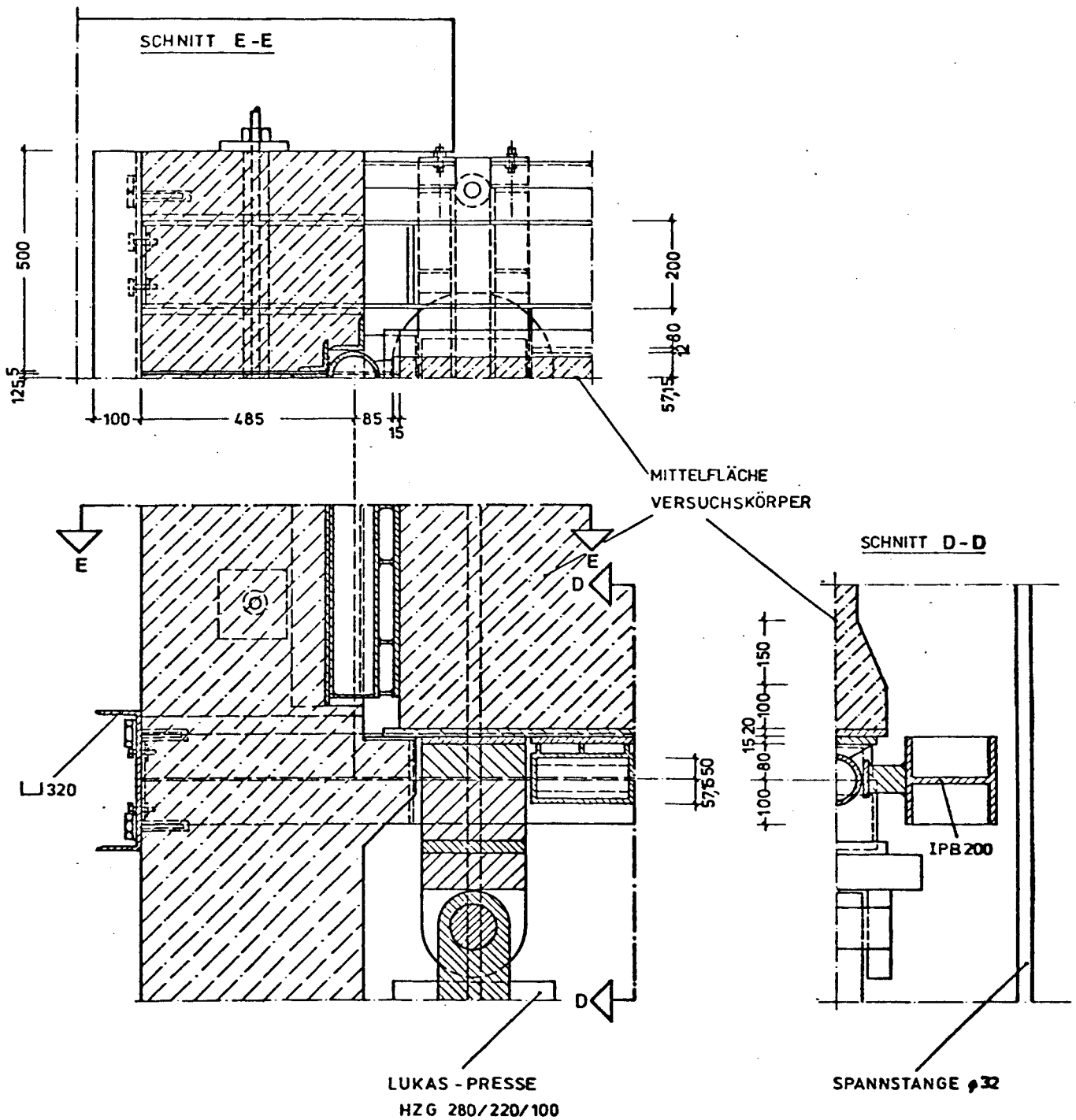


Bild A 3

Schnitte : Versuchskörper und Lagerung

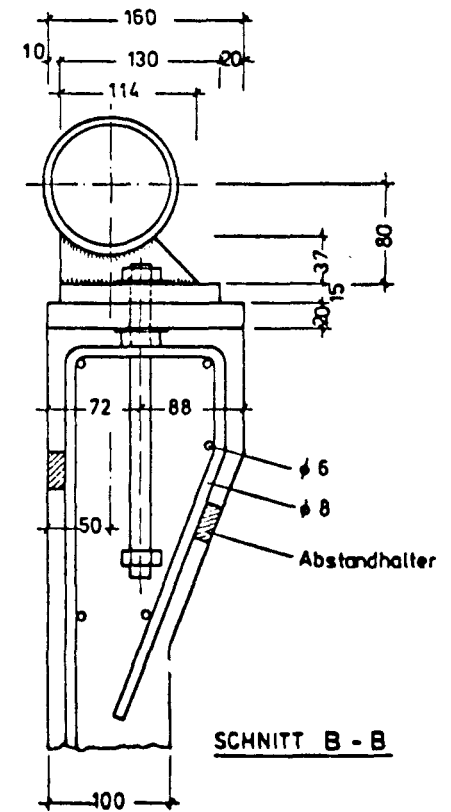
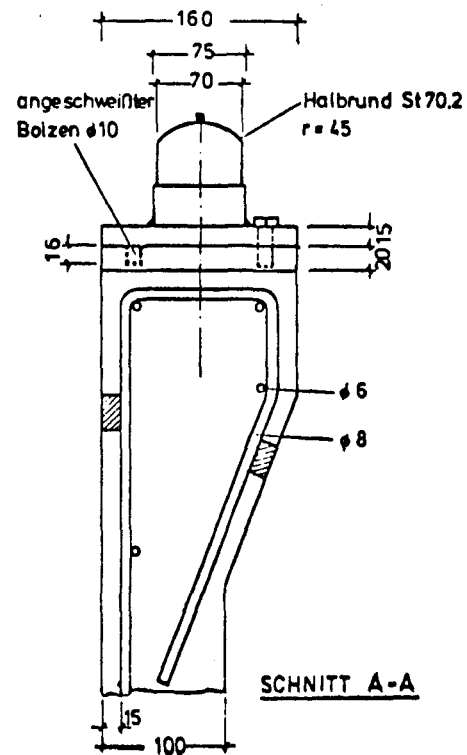
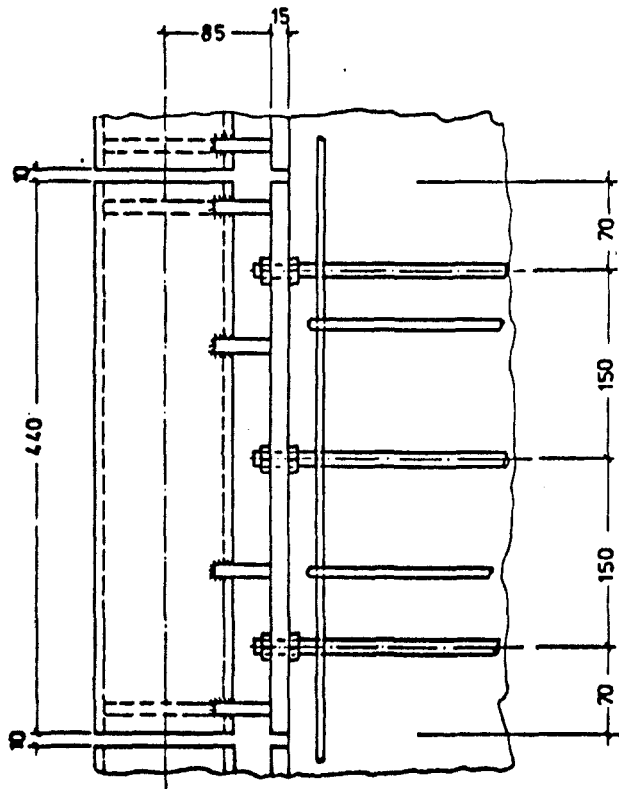
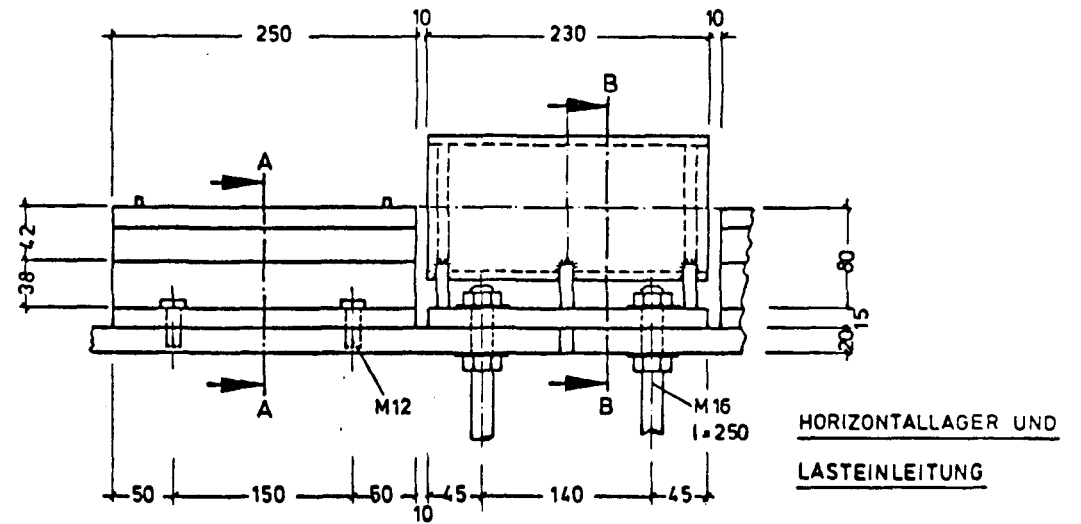
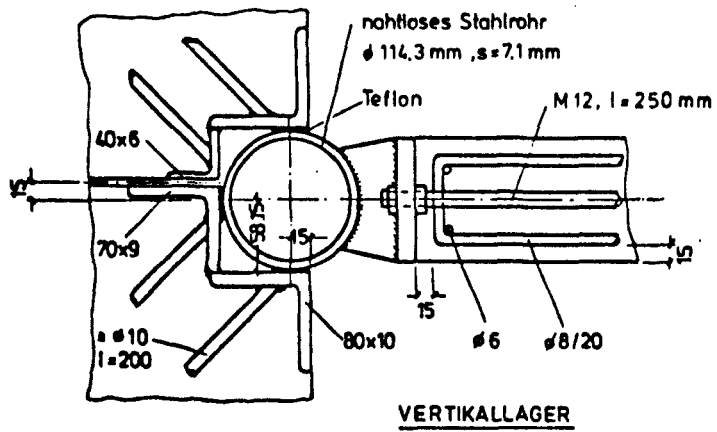
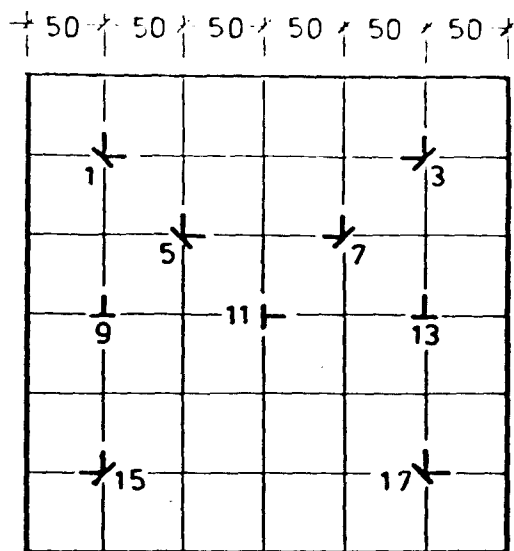


Bild A4

Detail: vertikale und horizontale Lagerung (in mm)

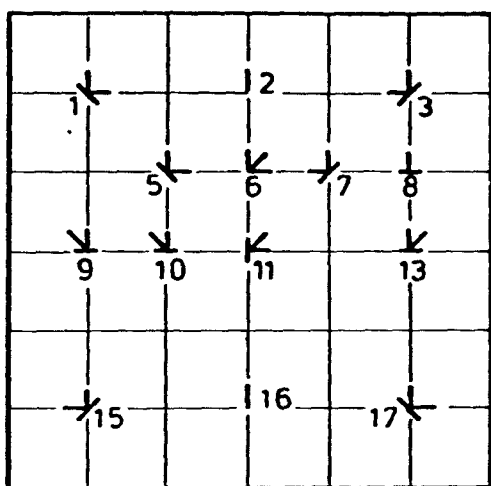


Ansicht Zugseite



Ansicht Druckseite

Anordnung der DMS bei Wand 1

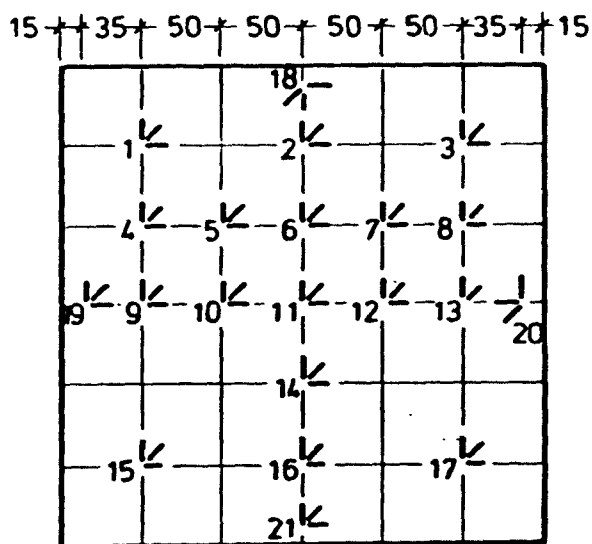


Ansicht Zugseite

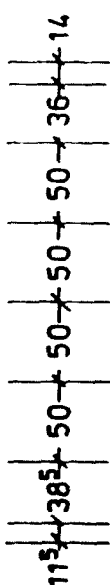


Ansicht Druckseite

Anordnung der DMS bei Wand 2



Ansicht Zugseite

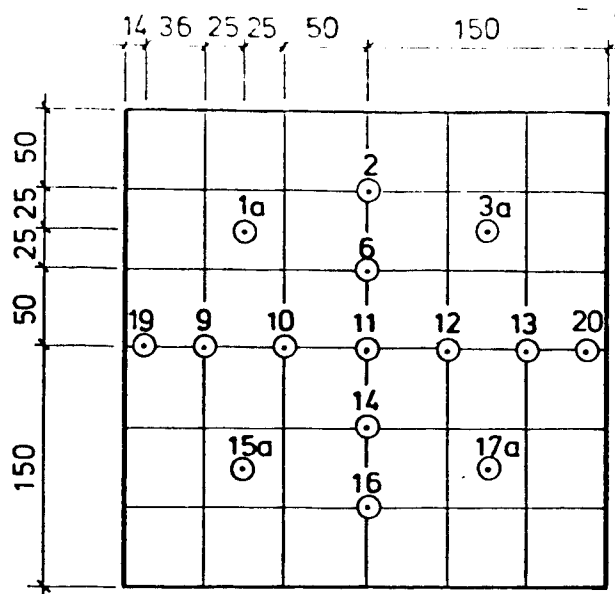


Ansicht Druckseite

Anordnung der DMS bei Wand 3-5

Bild A 5 : Anordnung der DMS auf der Wandoberfläche mit Angabe der Meßpunktnummern

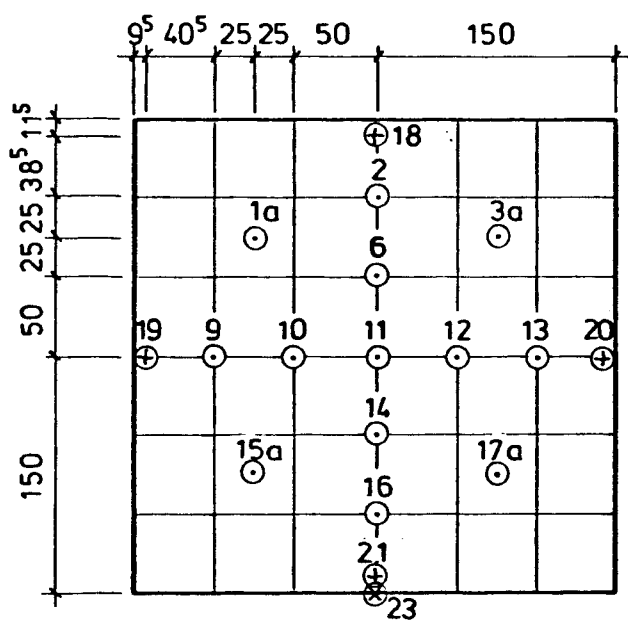
(Maße in cm)



Ansicht Zugseite

ANORDNUNG DER 1/100-UHREN BEI WAND 1

⊙ = Durchbiegung der Wand



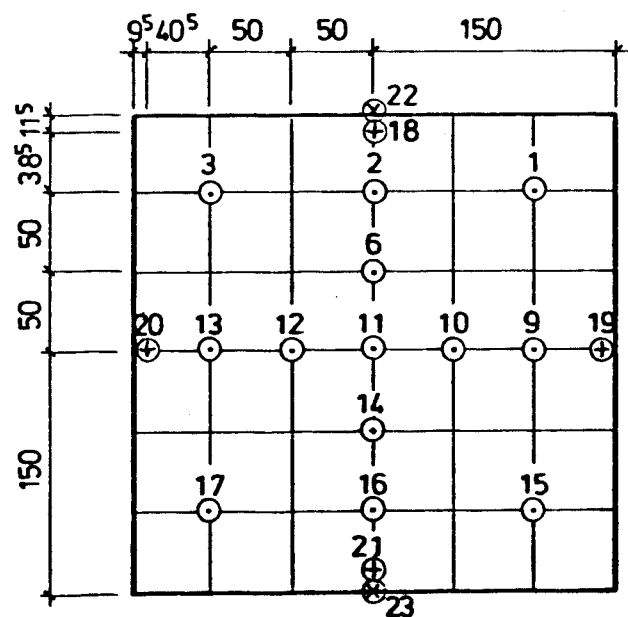
Ansicht Zugseite

ANORDNUNG DER 1/100-UHREN BEI WAND 2

⊙ = Durchbiegung der Wand

⊕ = Randverdrehung, gemessen
mit 2 Uhren

⊗ = Durchbiegung des unteren
IPB 200-Lagerträgers



Ansicht Druckseite

ANORDNUNG DER INDUKTIVEN WEGGEBER BEI WAND 3 - 5

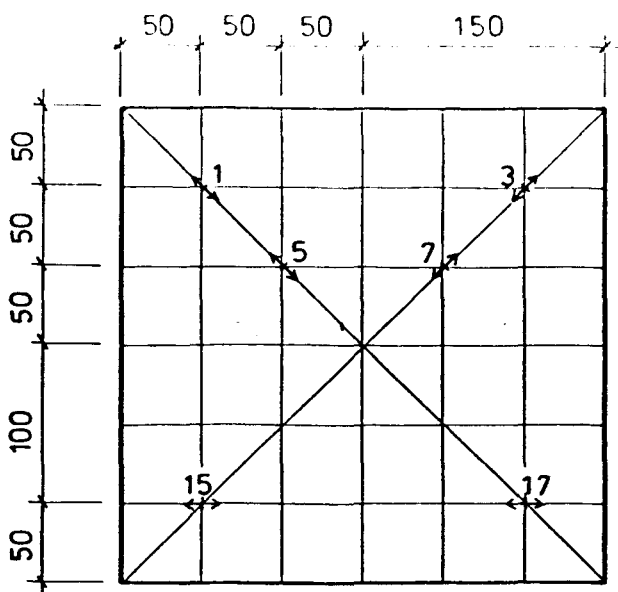
⊙ = Durchbiegung der Wand

⊕ = Randverdrehung, gemessen
mit 2 Gebern

⊗ = Durchbiegung der IPB 200 -
Lagerträger

(Maße in cm)

Bild A6 : Anordnung der Meßpunkte zur Durchbiegungsmessung



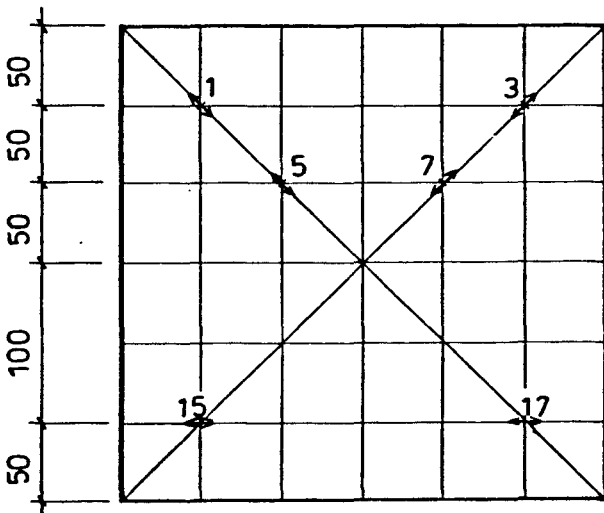
Ansicht Zugseite

WAND 1

↔ Setzdehnungsmessung

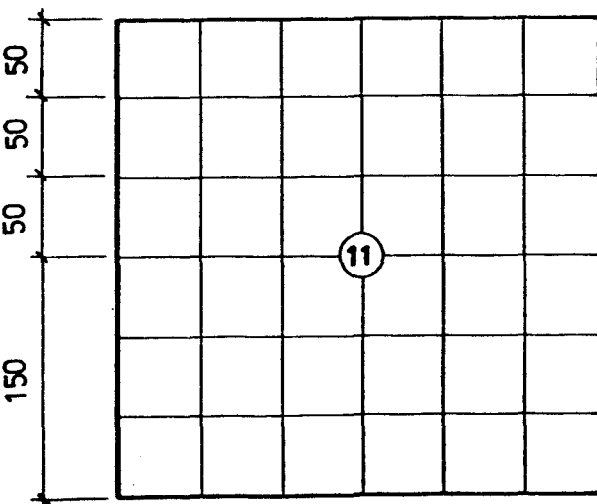
Meßbasis = 200 mm

$\frac{1}{100}$ -Uhr



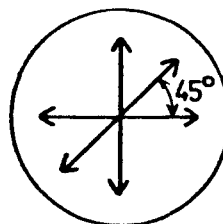
Ansicht Zugseite

WAND 2



Ansicht Zugseite

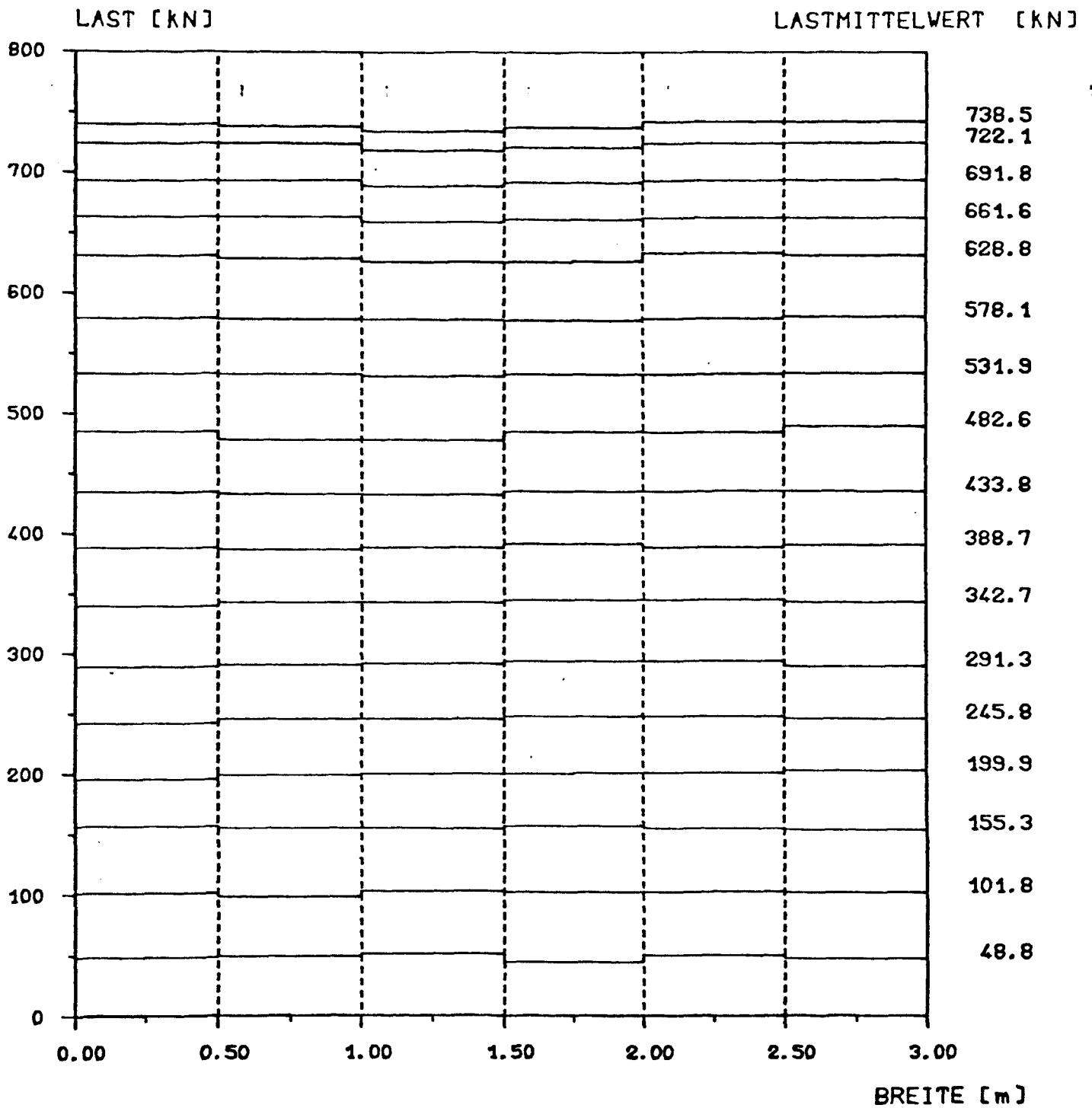
WAND 3-5



Punkt ⑪

(Maße in cm)

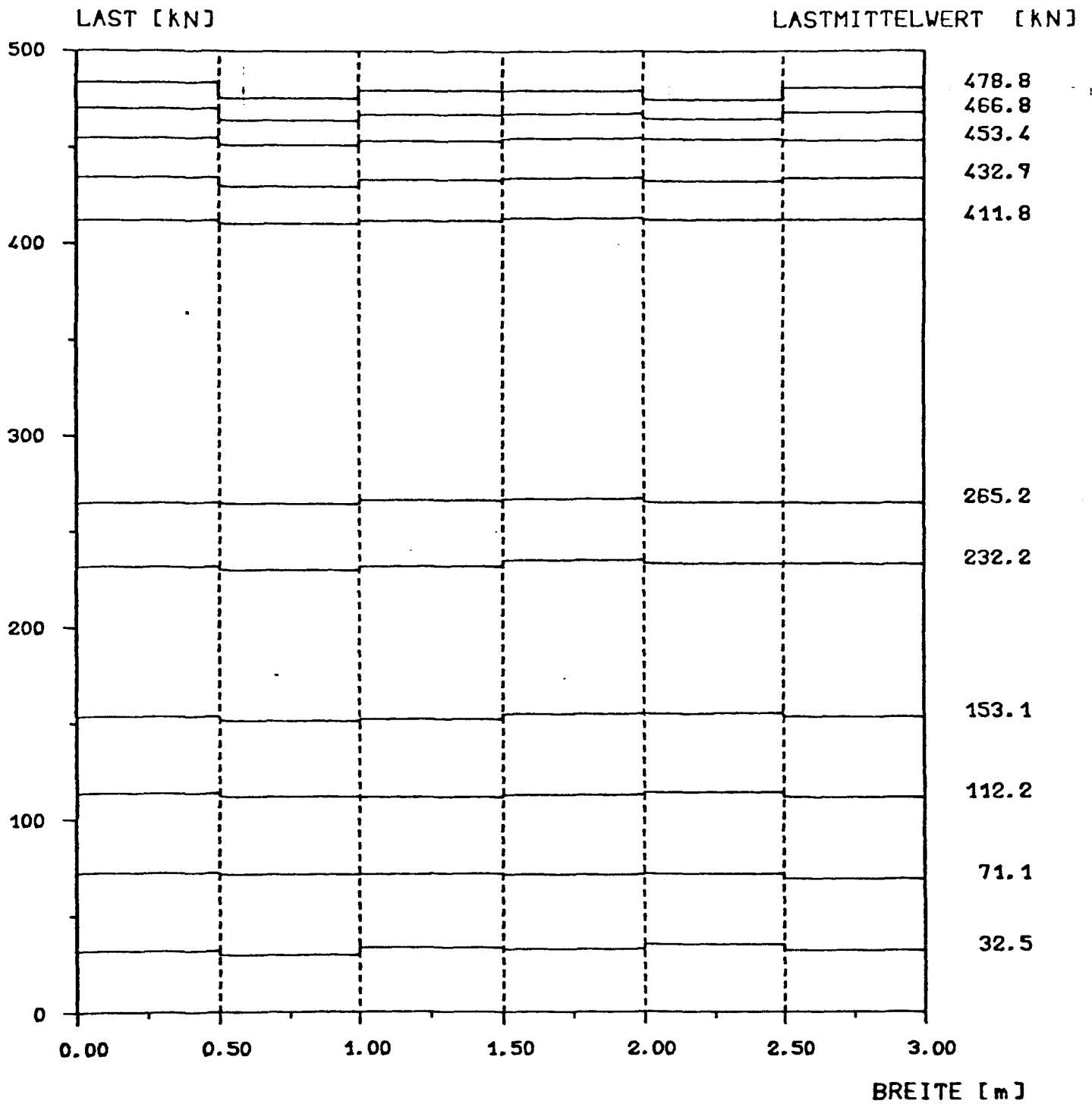
**Bild A7 : Anordnung der Meßpunkte zur Setzdehnungs -
messung (SDM)**



ANSICHT DRUCKSEITE

BILD A8 WAND 1

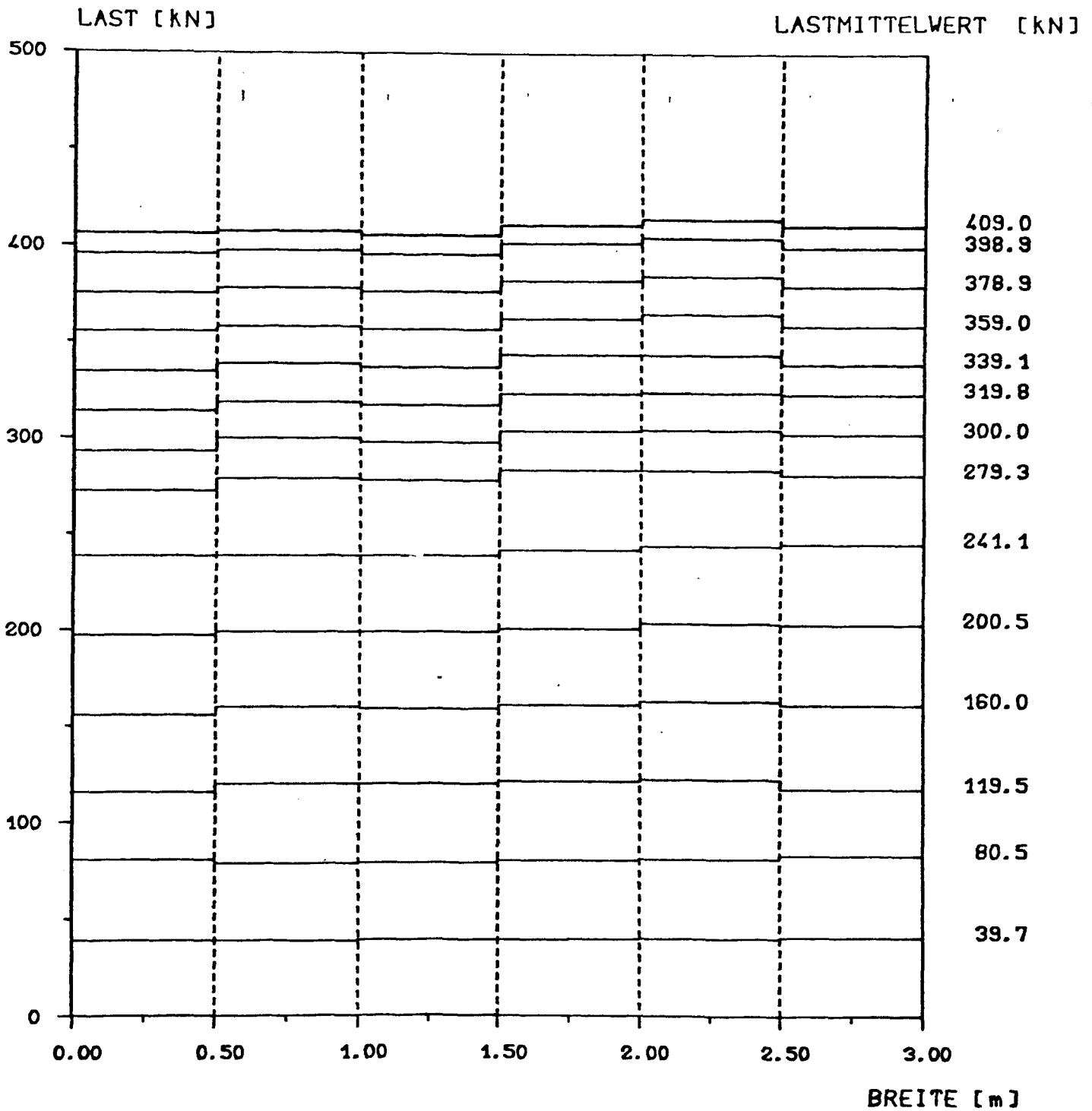
LASTVERTEILUNG ENTLANG DER WANDBREITE.



ANSICHT DRUCKSEITE

BILD A9 WAND 2

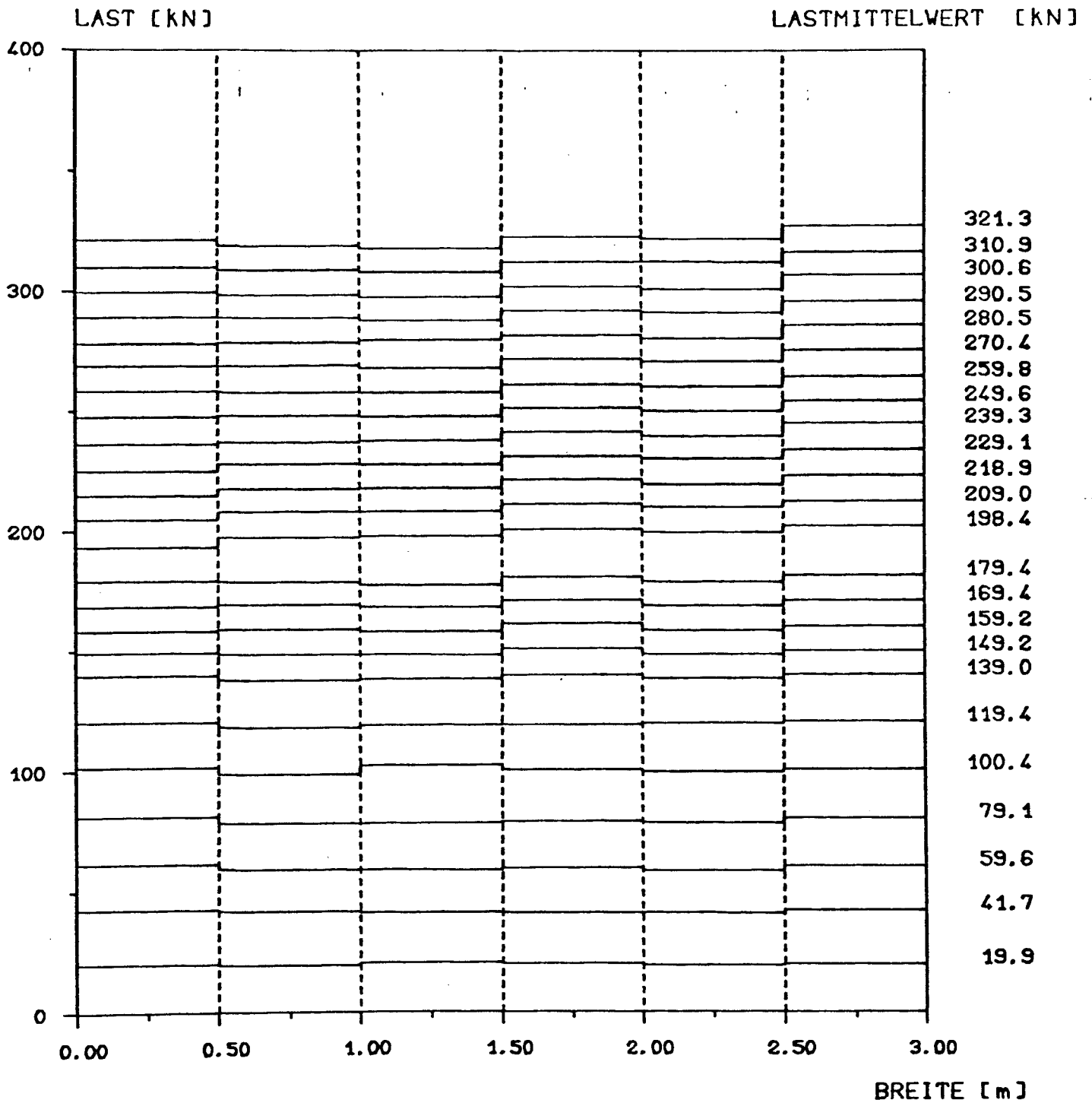
LASTVERTEILUNG ENTLANG DER WANDBREITE.



ANSICHT DRUCKSEITE

BILD A10 WAND 3

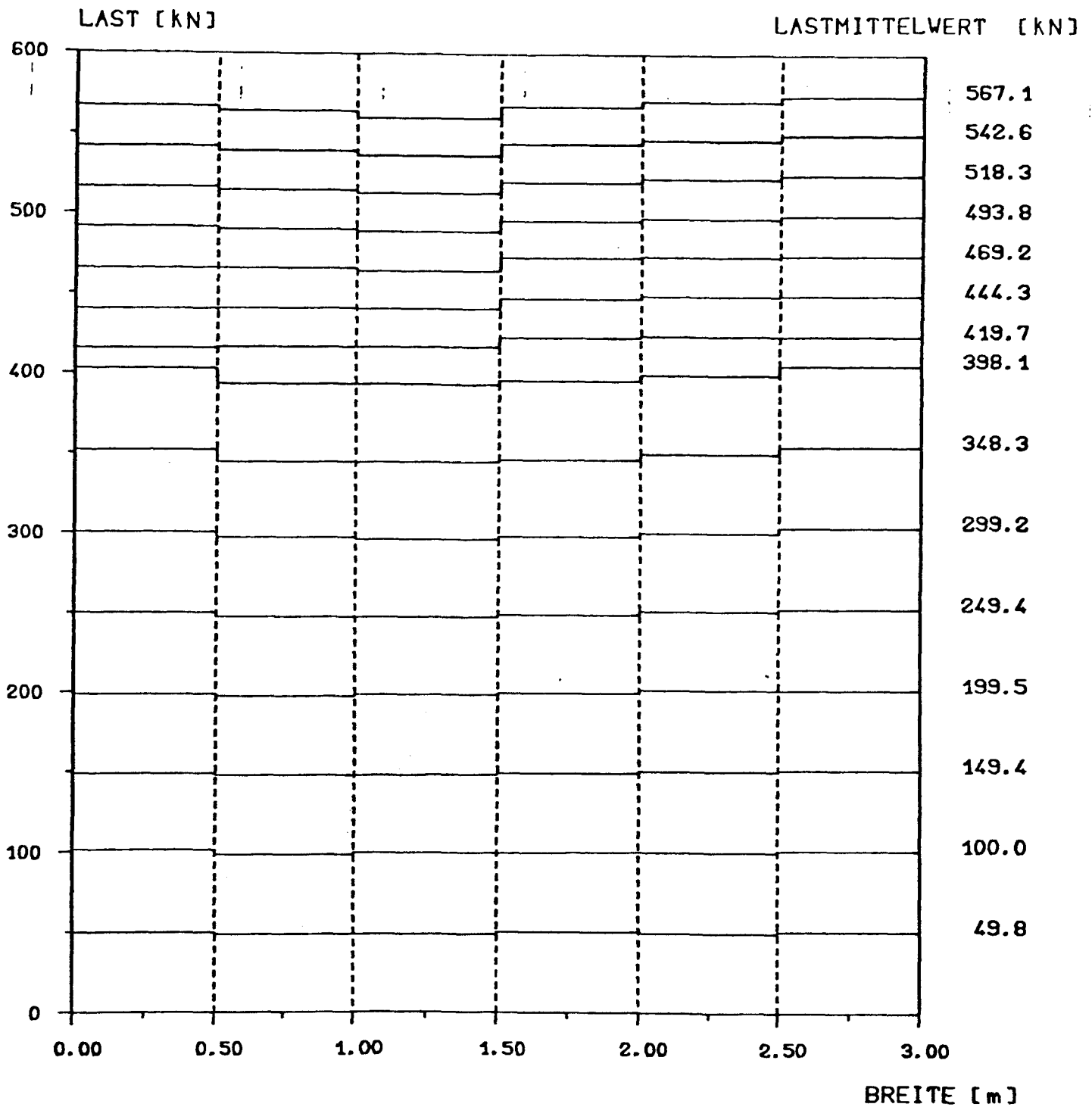
LASTVERTEILUNG ENTLANG DER WANDBREITE.



ANSICHT DRUCKSEITE

BILD A11 WAND 4

LASTVERTEILUNG ENTLANG DER WANDBREITE.

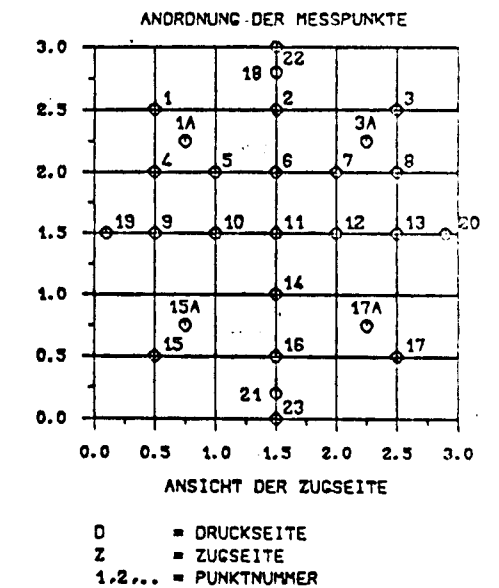
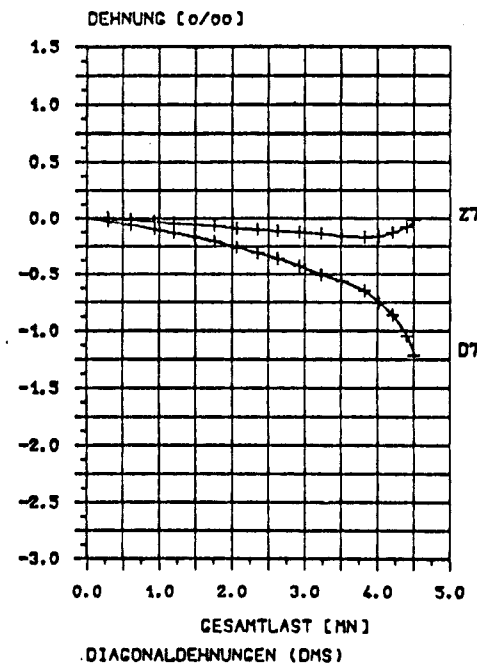
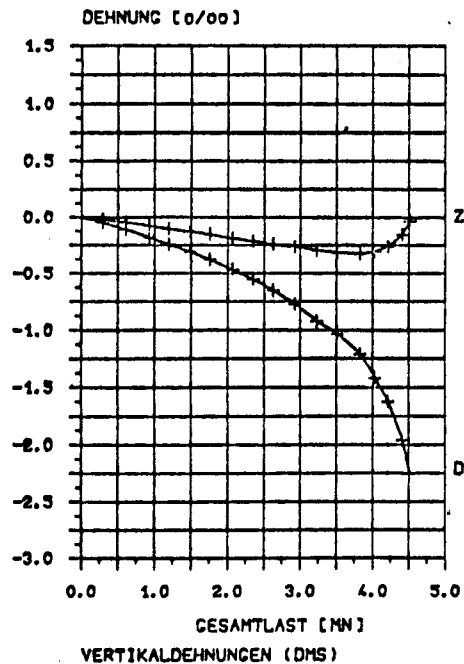
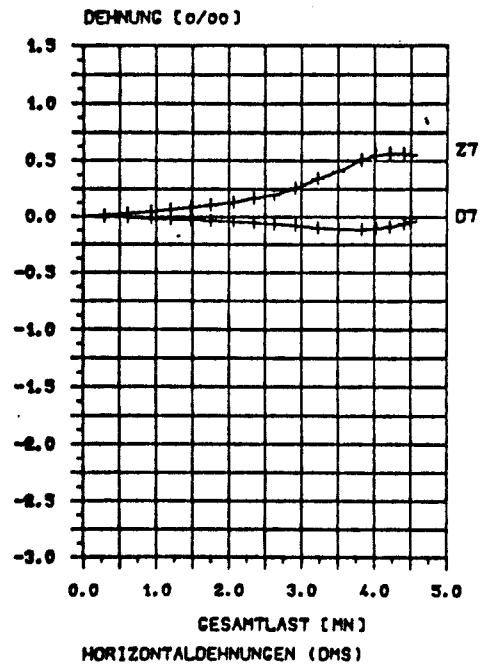
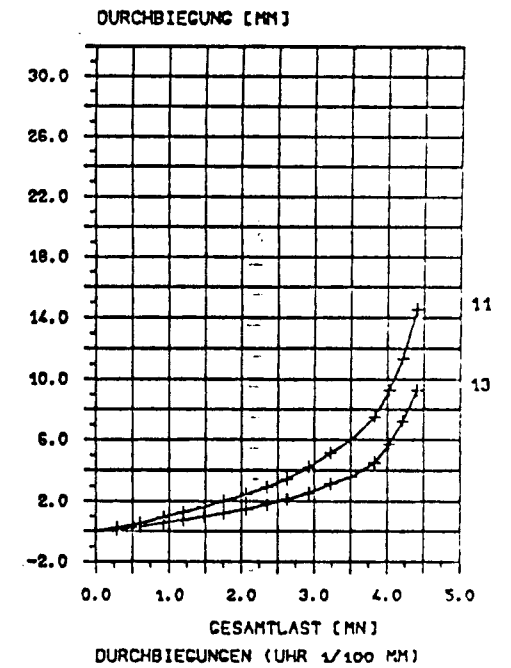
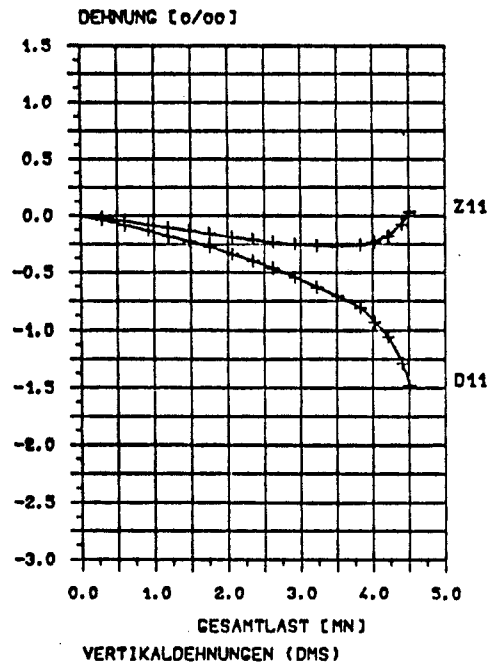
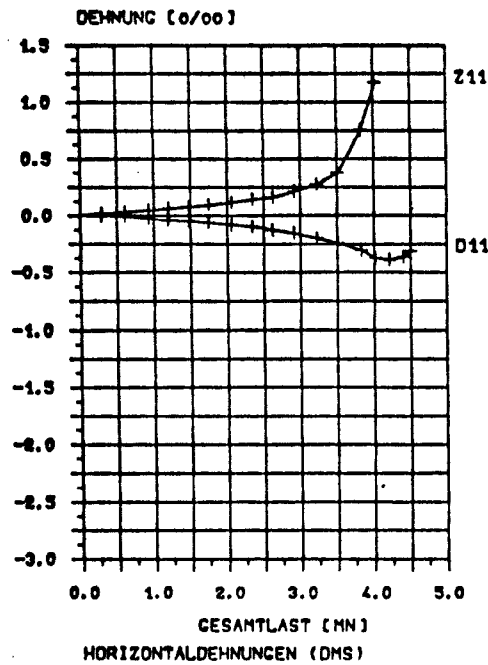


ANSICHT DRUCKSEITE

BILD A12 WAND 5

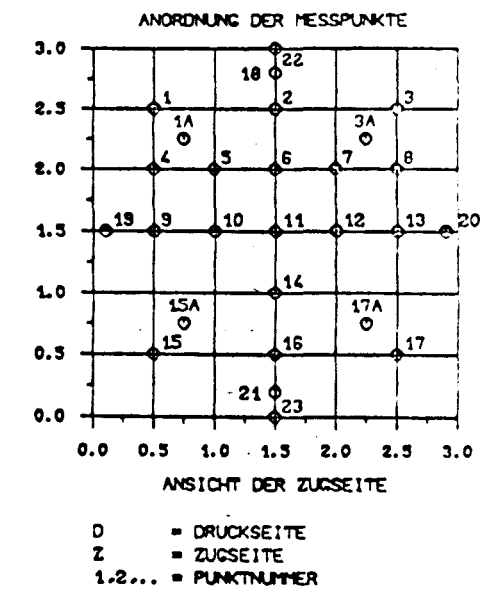
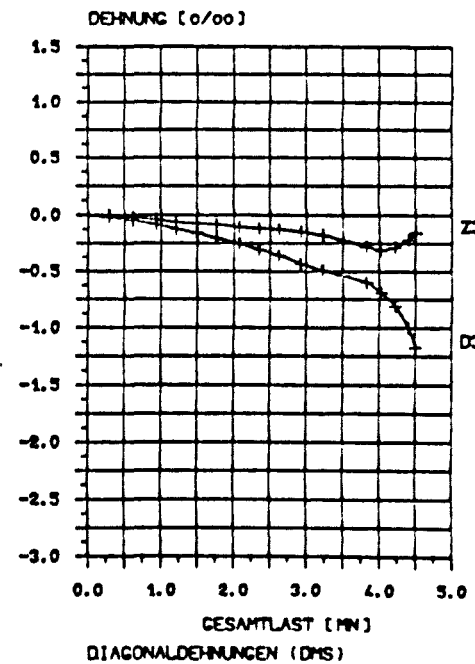
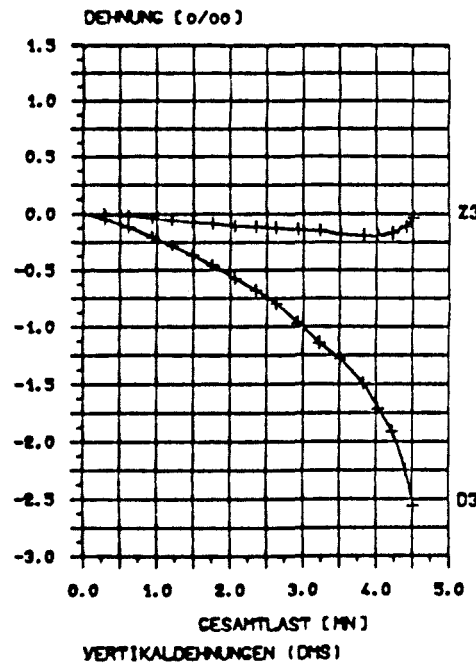
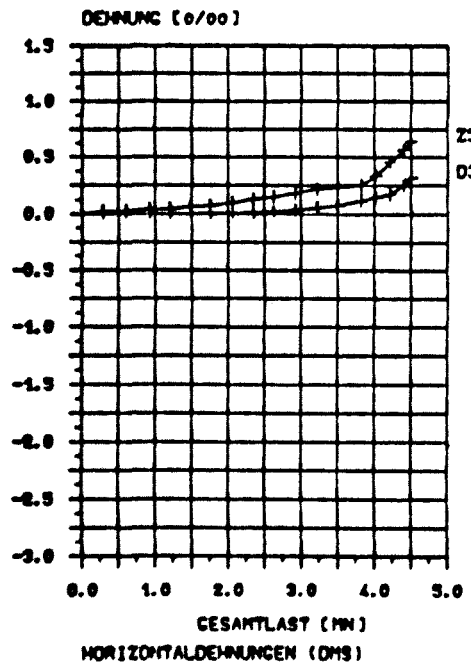
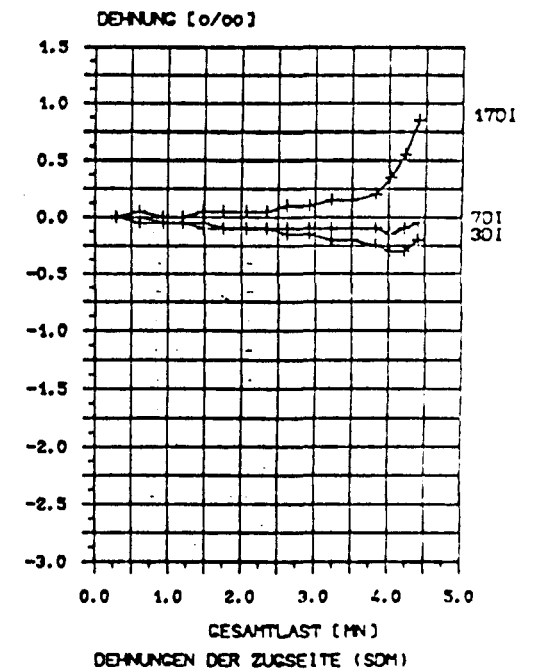
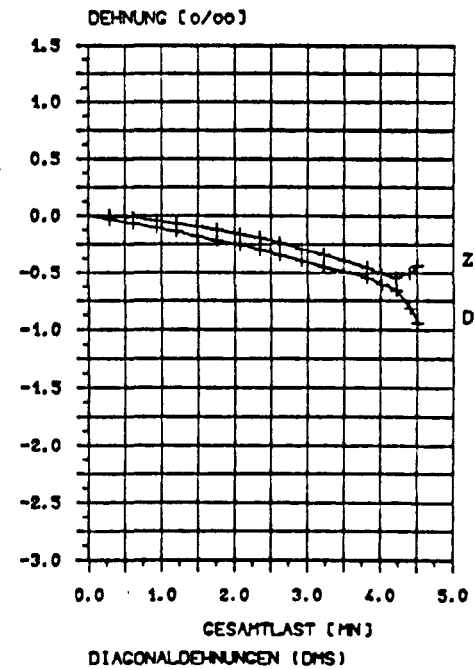
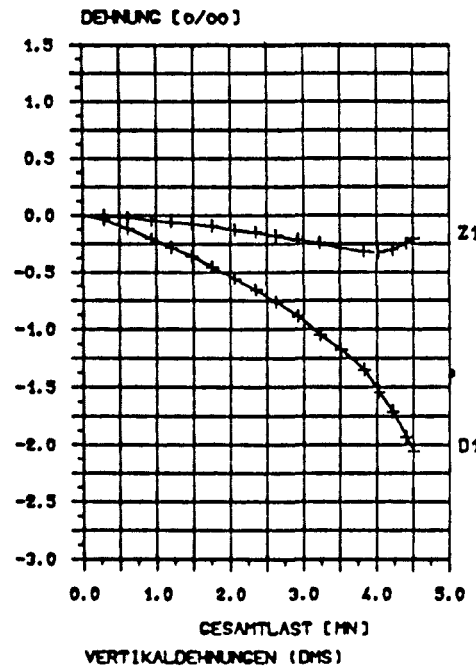
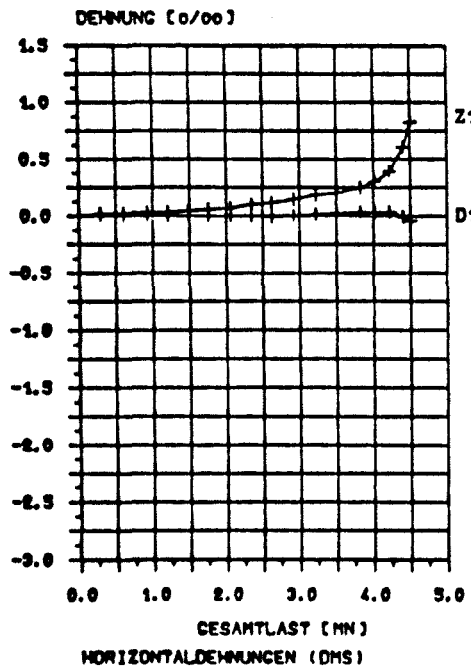
LASTVERTEILUNG ENTLANG DER WANDBREITE.

BILD A13
GEMESSENE DEHNUNGEN UND DURCHBIEGUNGEN IN ABHAENIGKEIT
VON DER GESAMTLAST



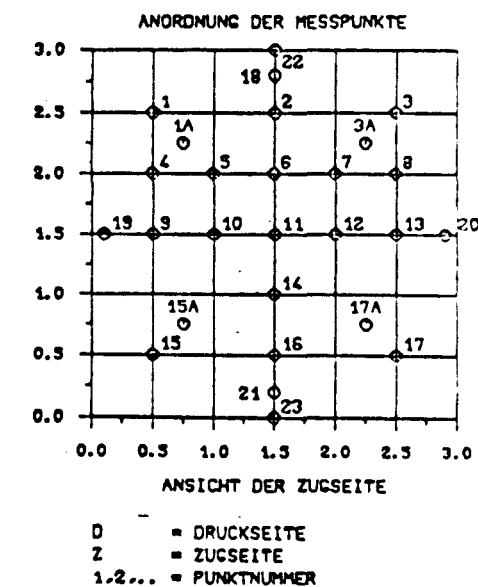
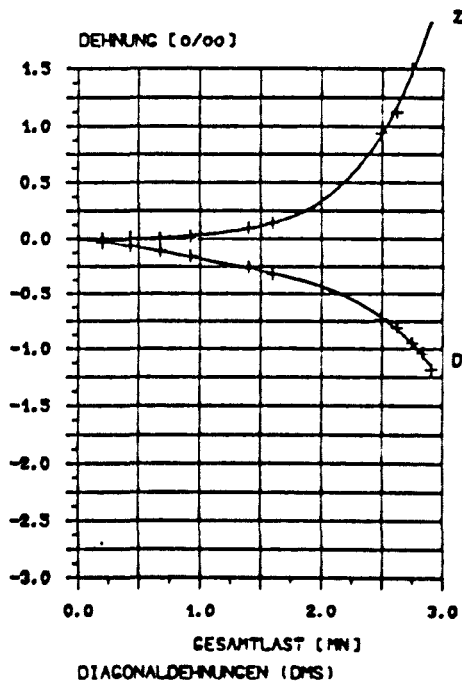
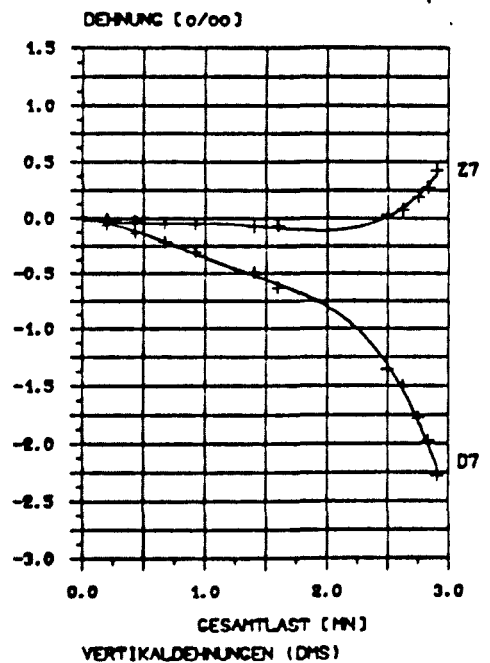
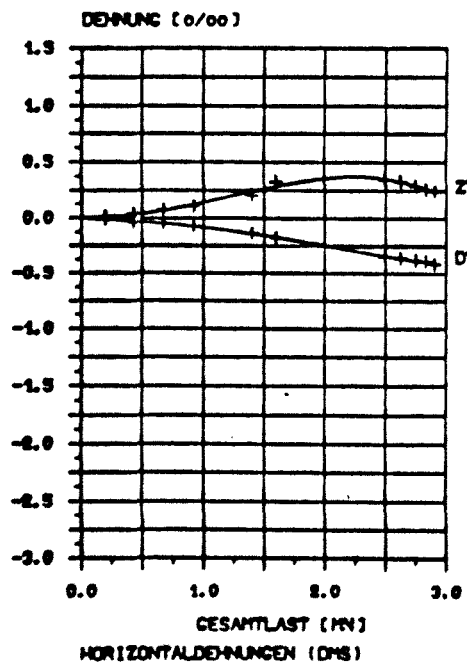
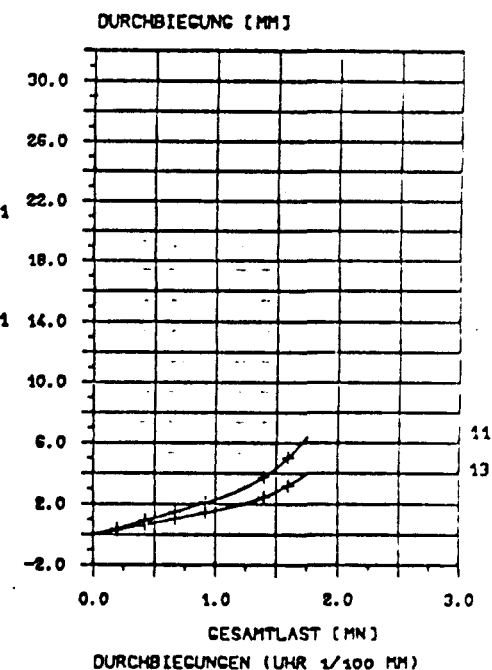
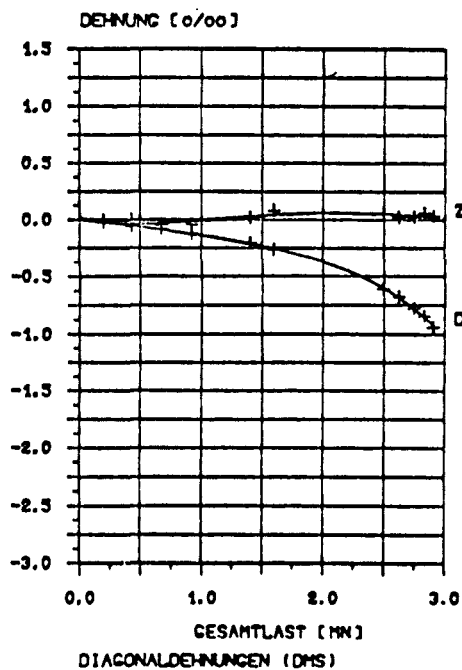
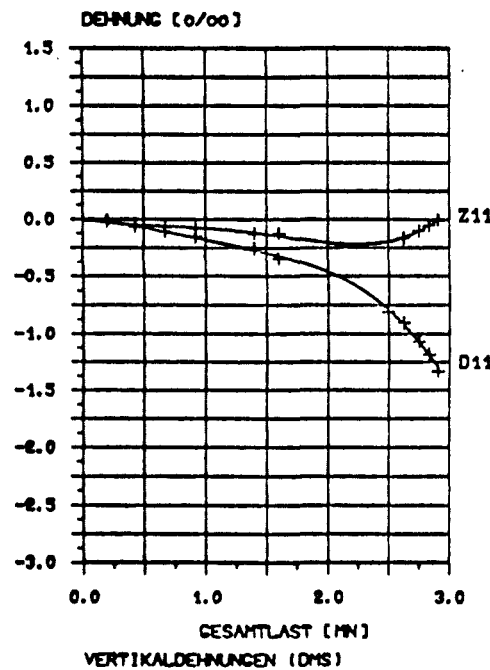
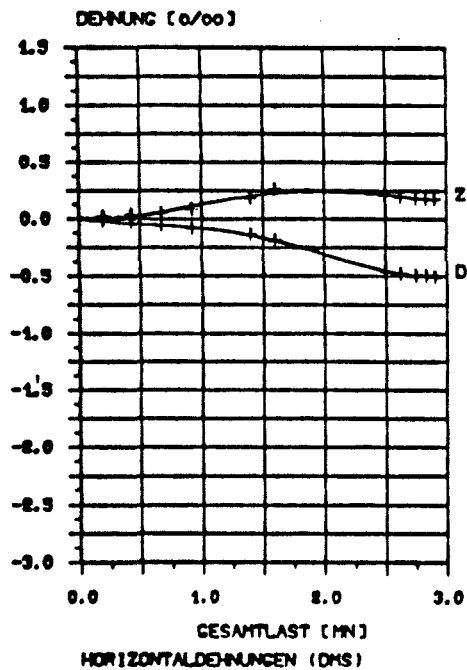
WAND 1

BILD A14
GEMESSENE DEHNUNGEN IN ABHÄNGIGKEIT VON DER GESAMTLAST



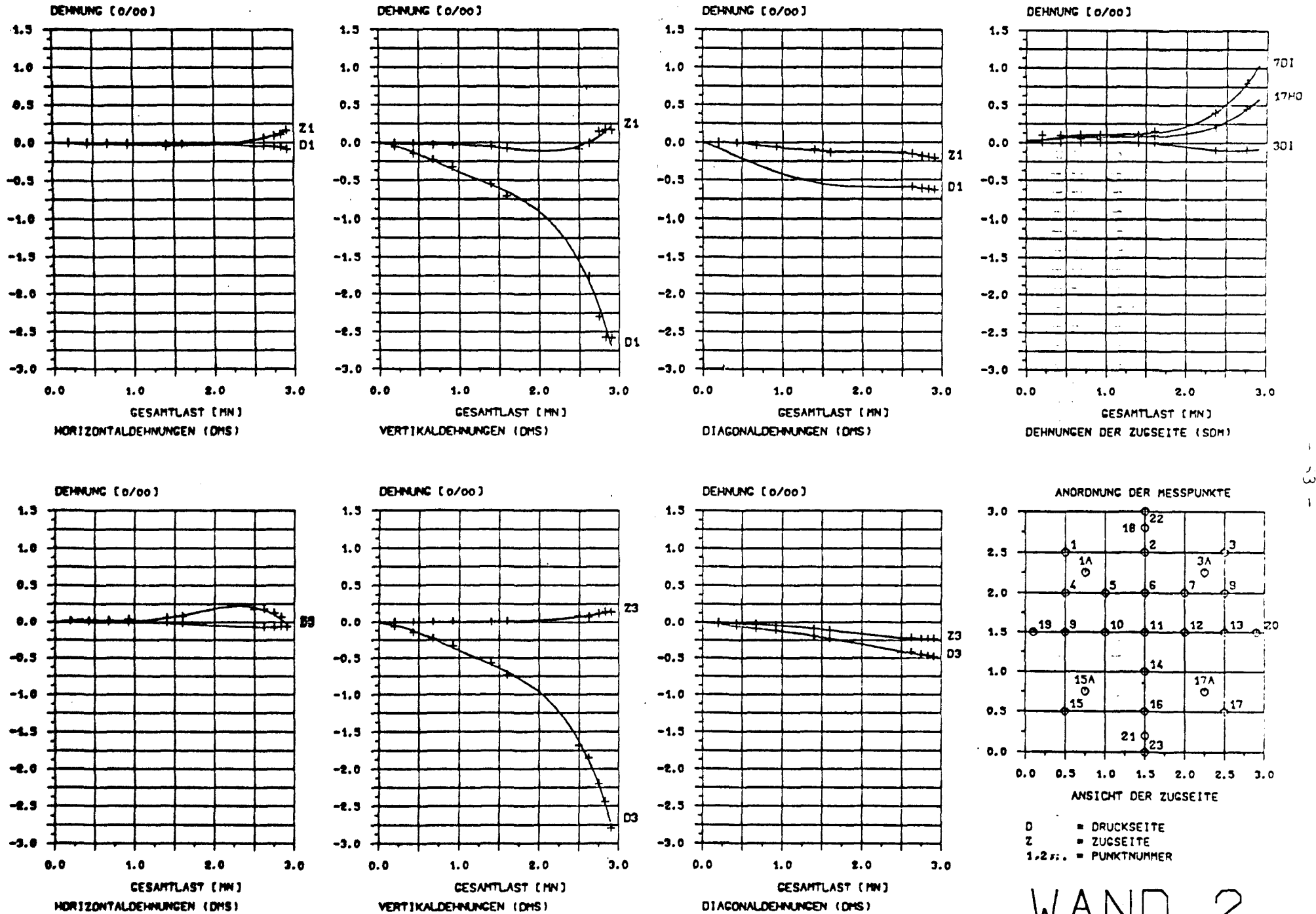
WAND 1

BILD A15
GEMESSENE DEHNUNGEN UND DURCHBIEGUNGEN IN ABHÄNGIGKEIT
VON DER GESAMTLAST



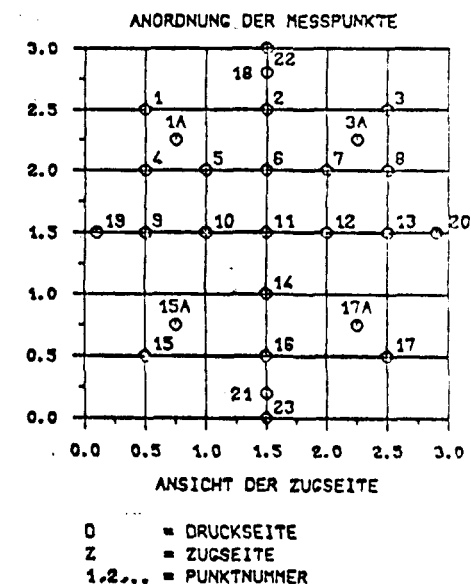
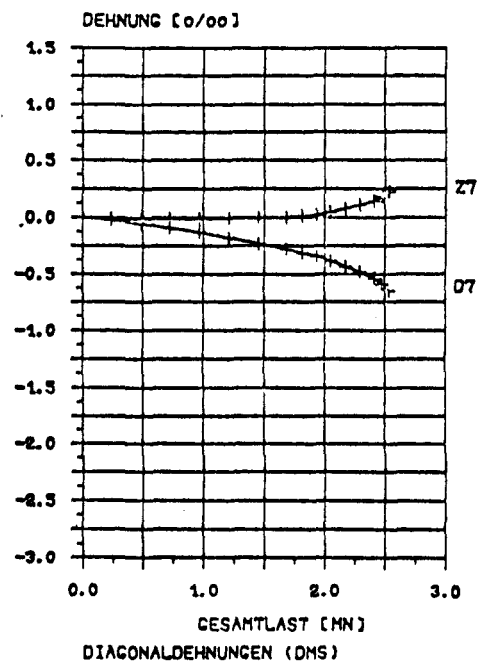
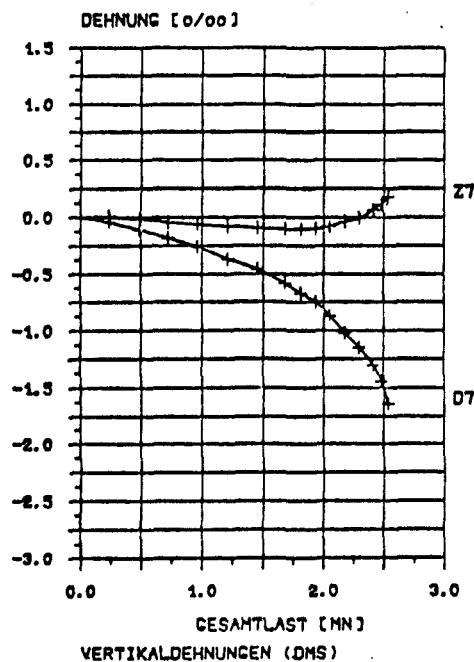
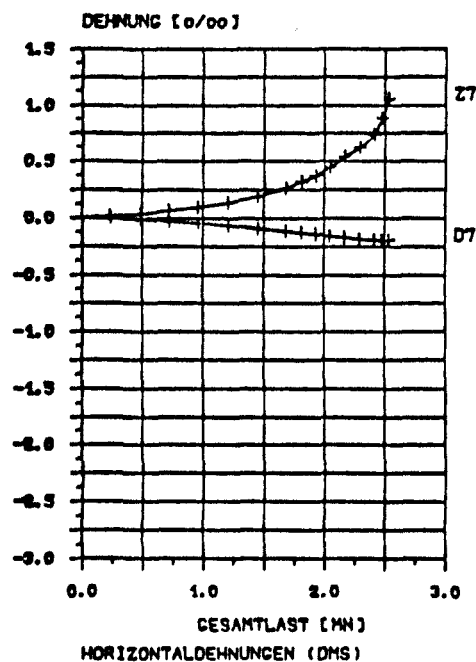
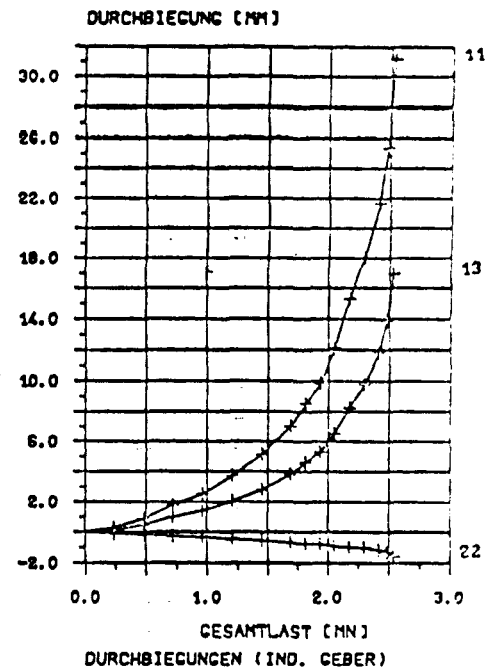
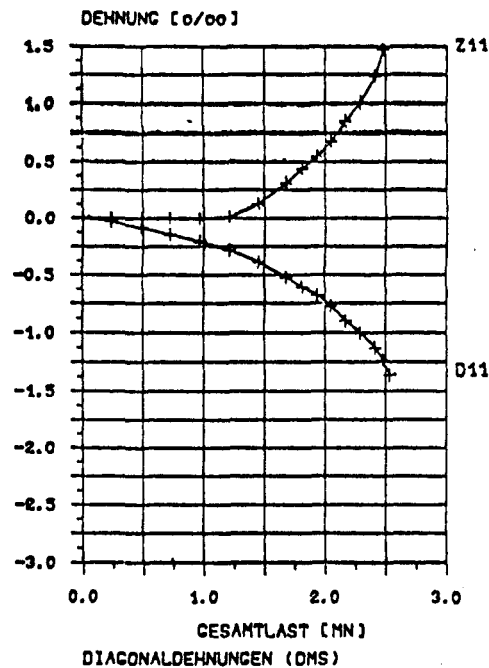
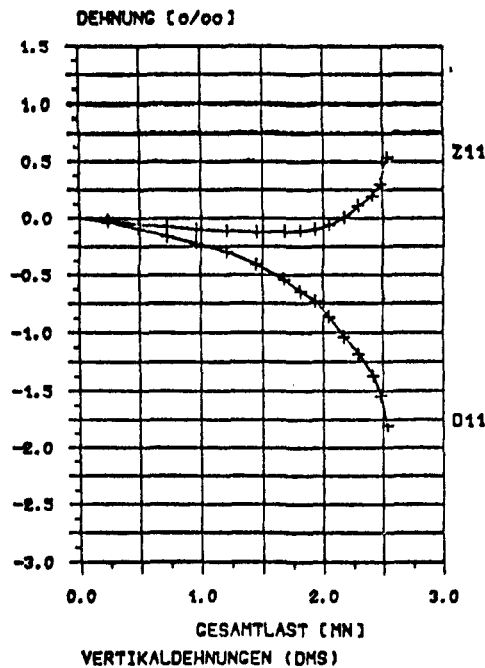
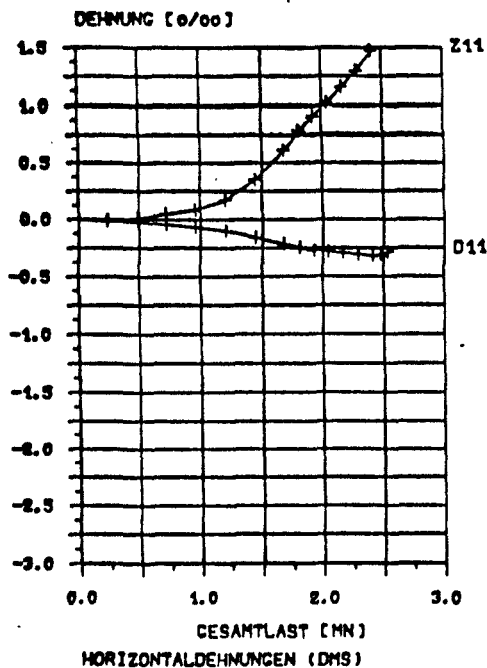
WAND 2

BILD A16
GEMESSENE DEHNUNGEN IN ABHÄNGIGKEIT VON DER GESAMTLAST

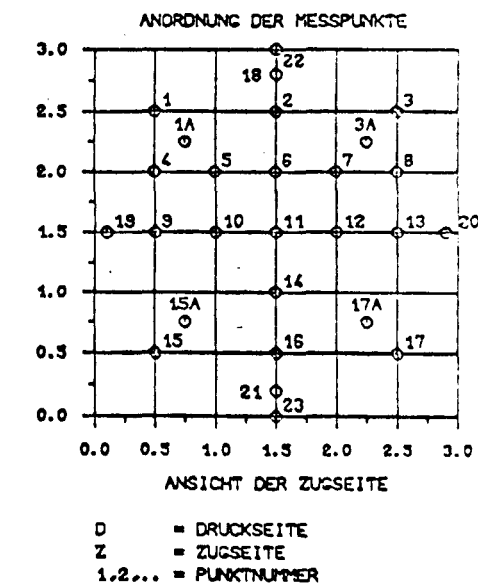
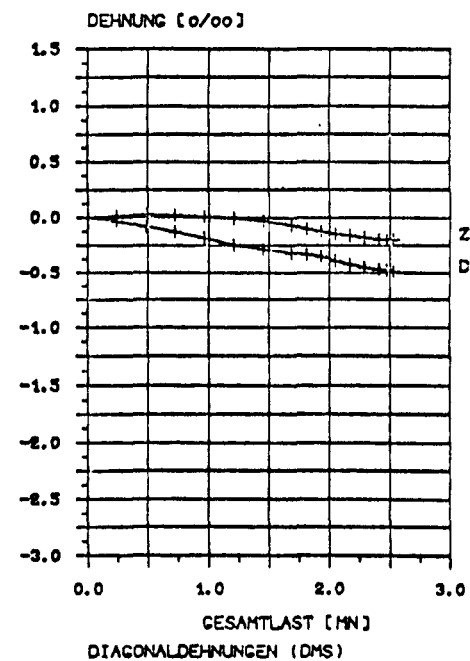
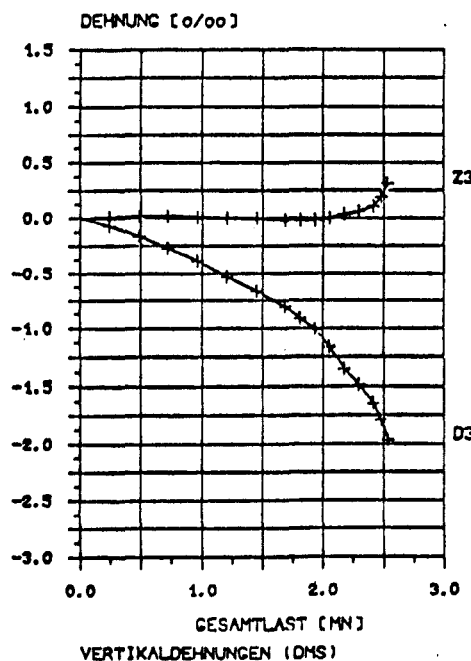
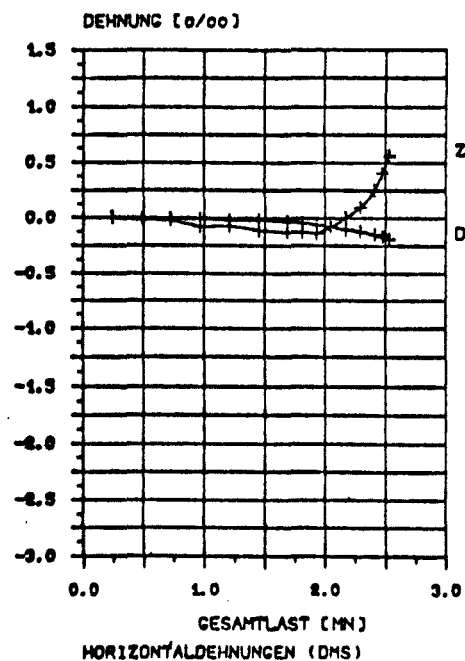
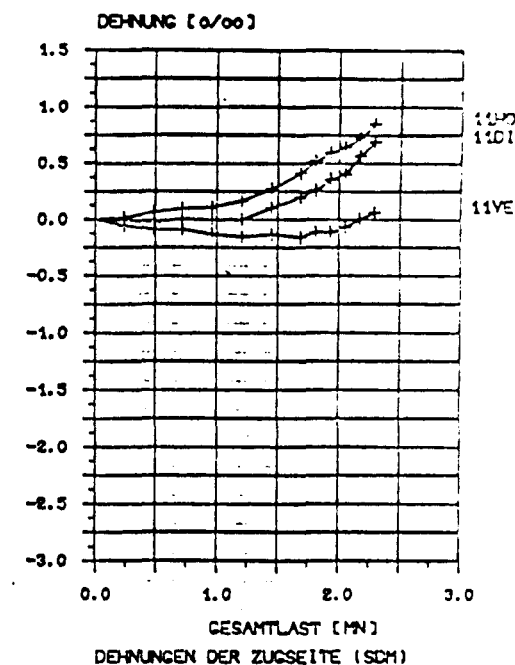
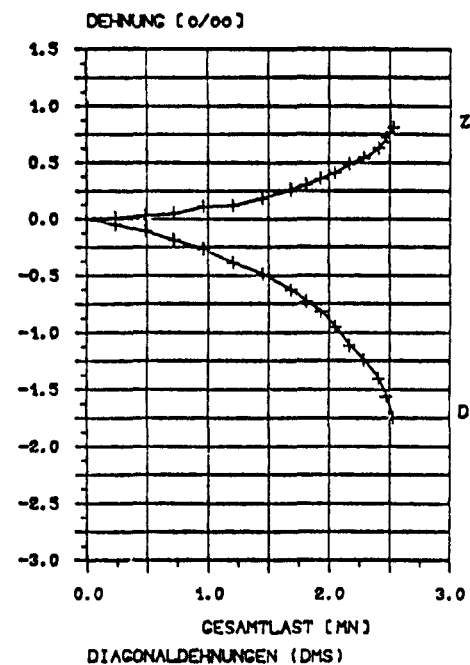
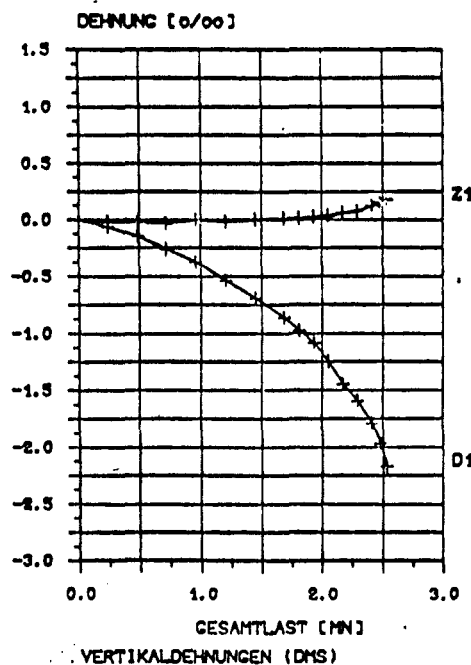
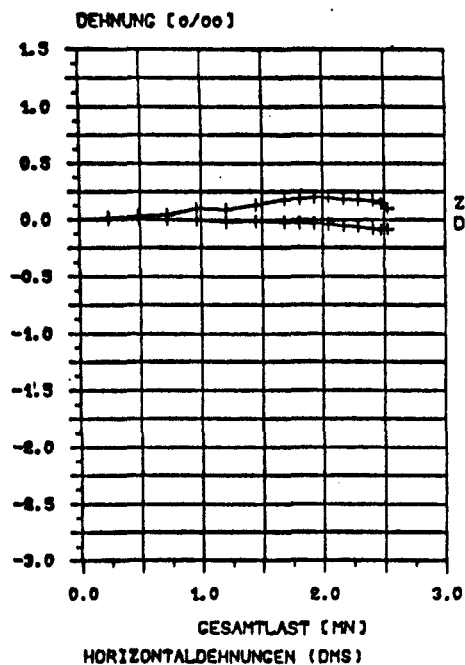


WAND 2

BILD A17
GEMESSENE DEHNUNGEN UND DURCHBIEGUNGEN IN ABHAENIGKEIT
VON DER GESAMTLAST

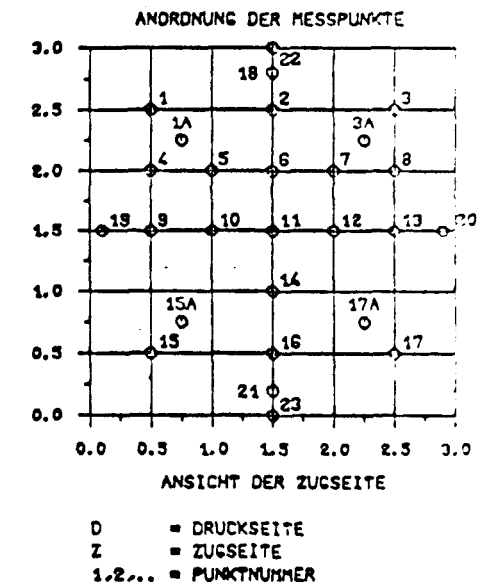
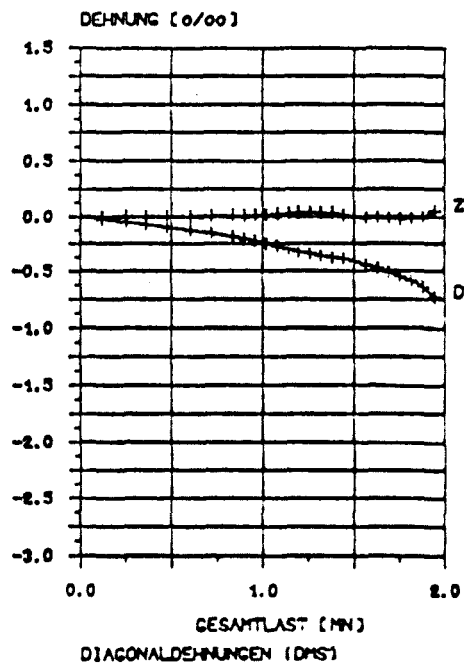
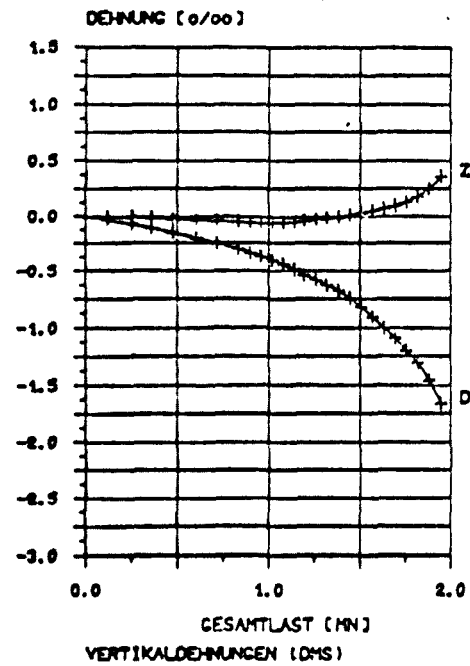
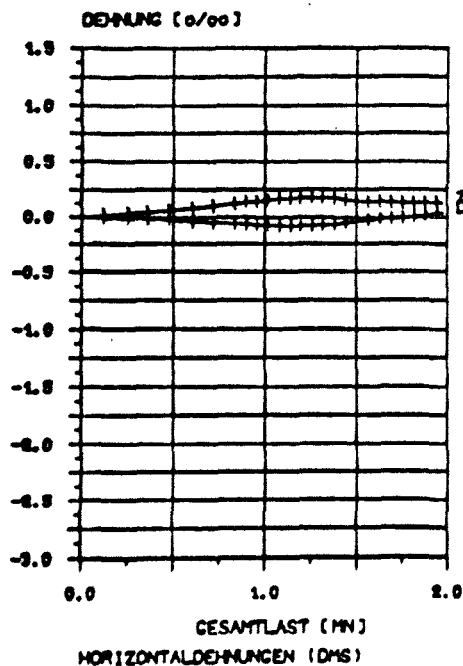
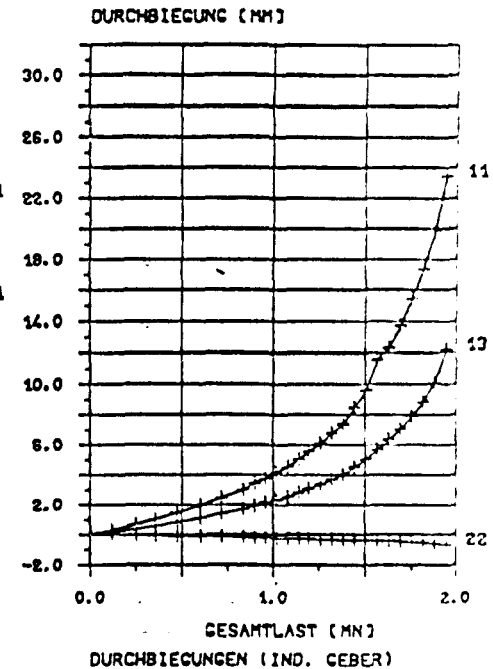
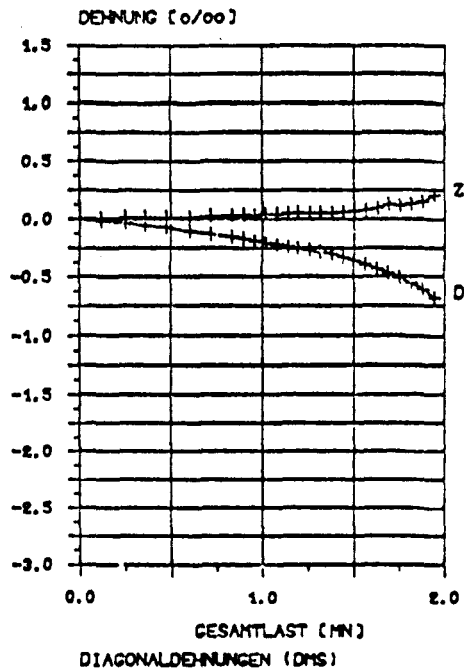
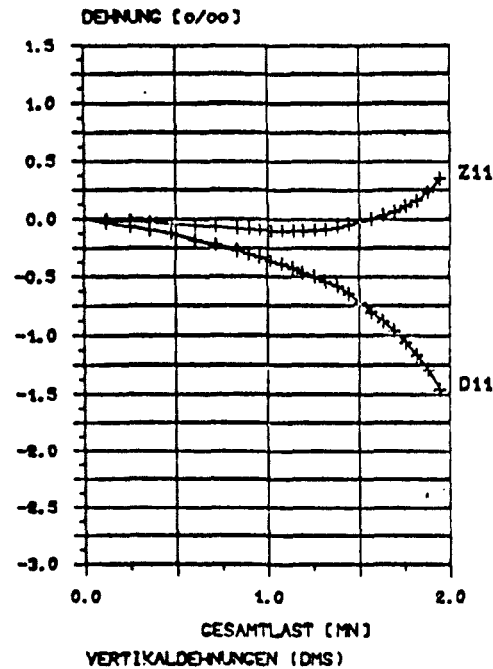
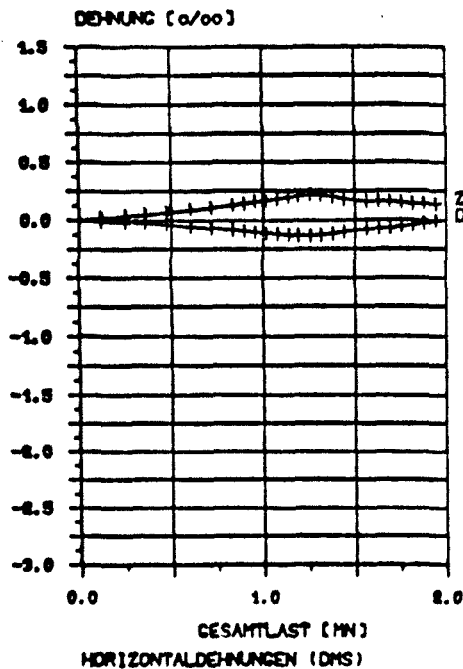


WAND 3



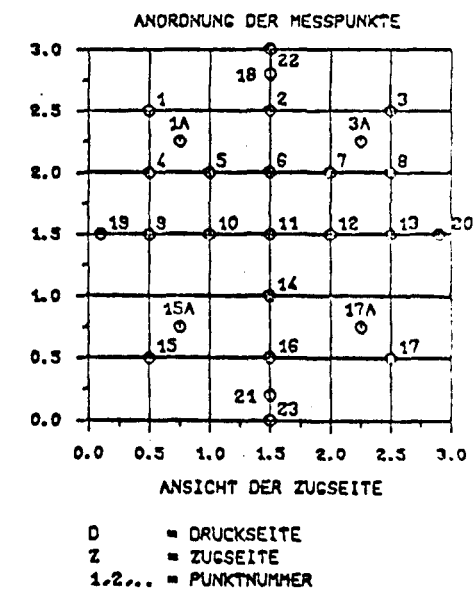
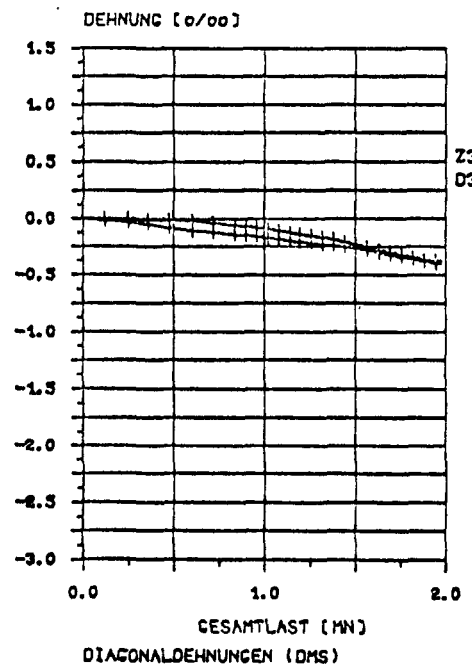
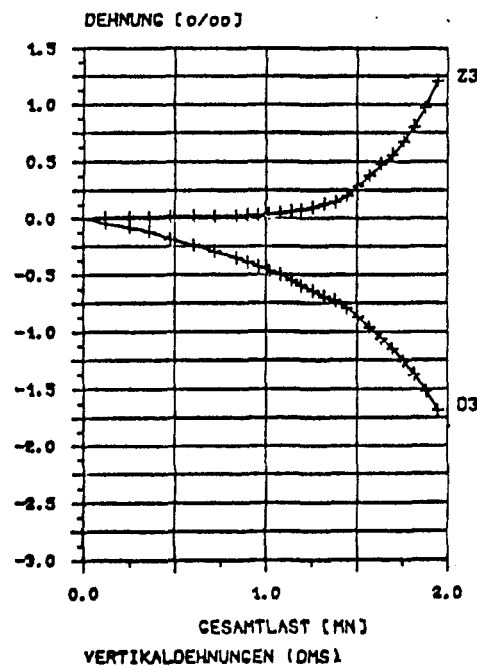
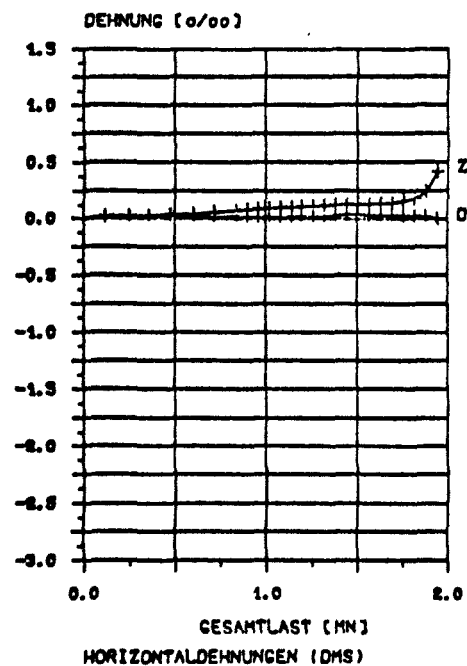
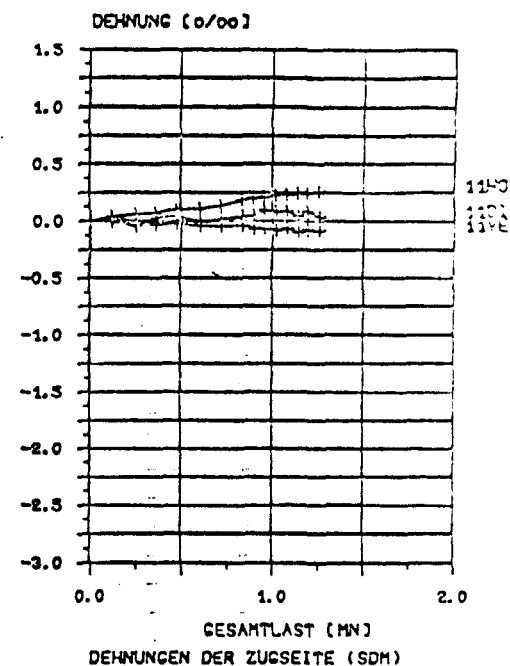
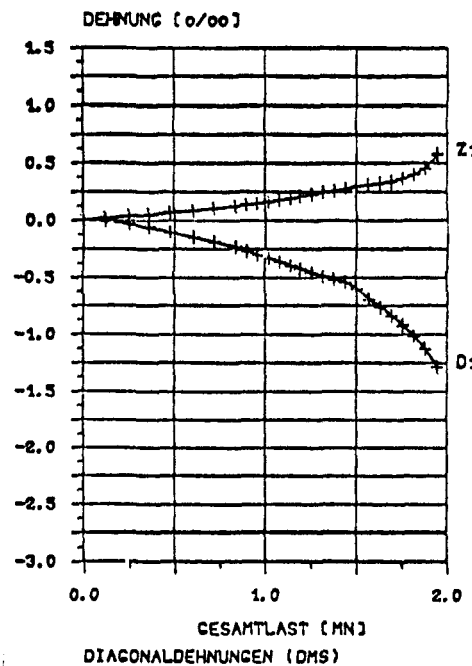
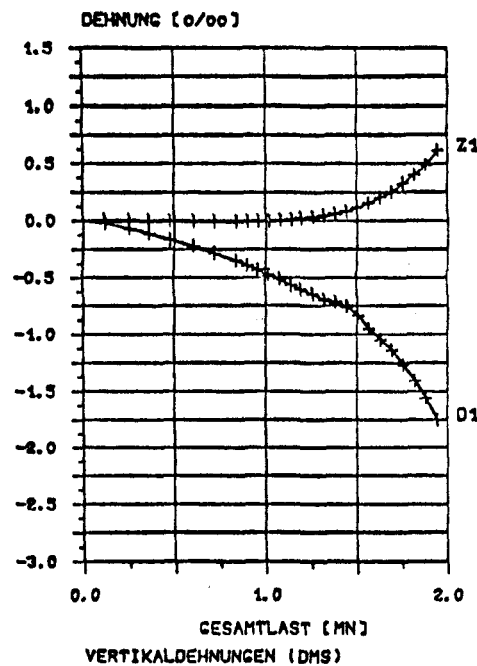
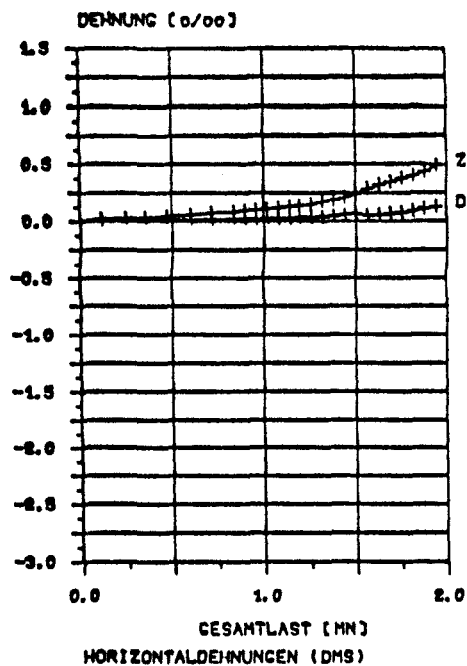
WAND 3

BILD A19
GEMESSENE DEHNUNGEN UND DURCHBIEGUNGEN IN ABHÄNGIGKEIT
VON DER GESAMTLAST

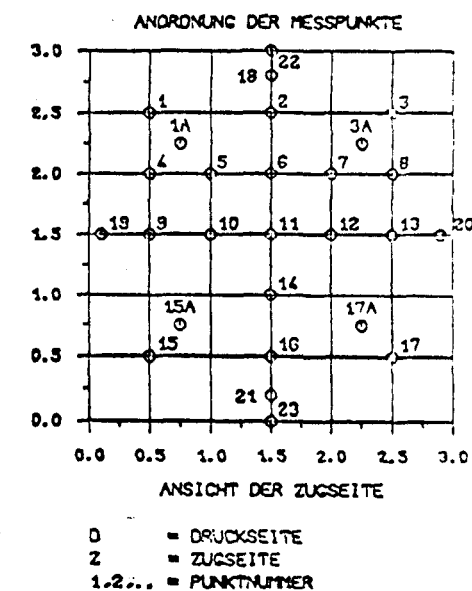
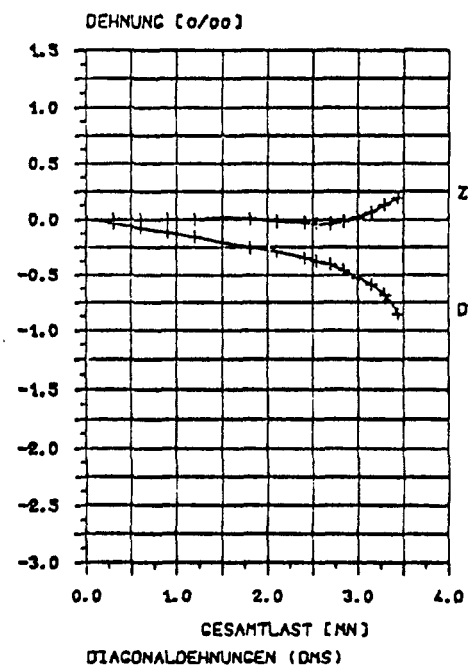
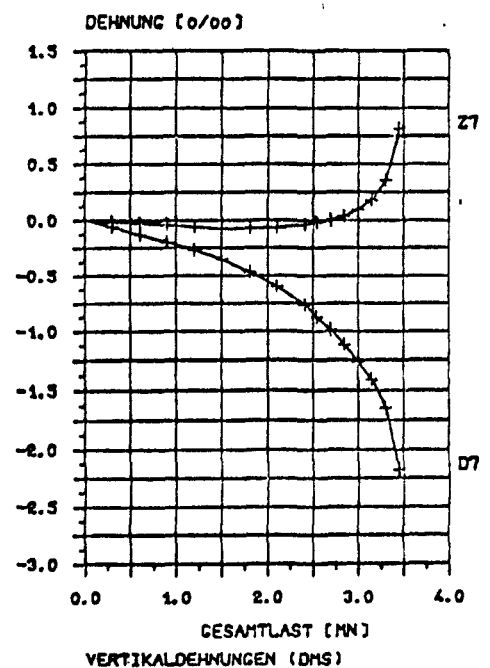
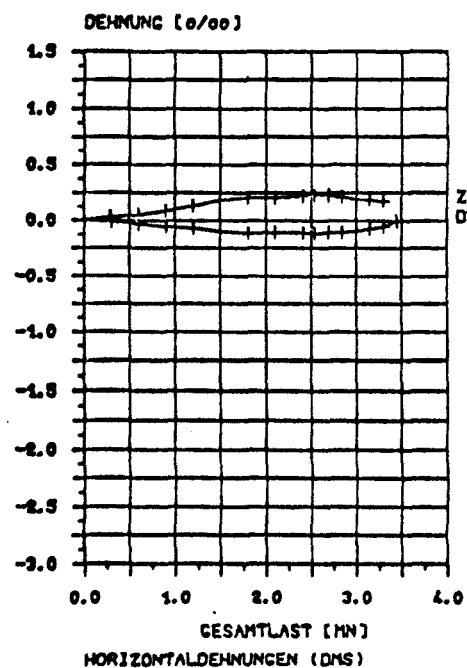
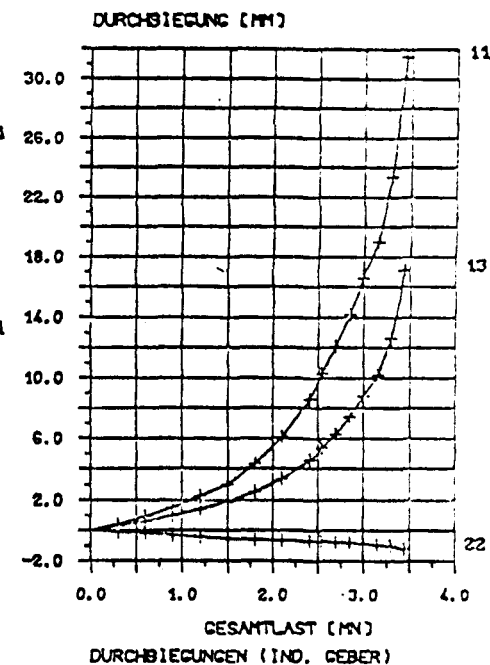
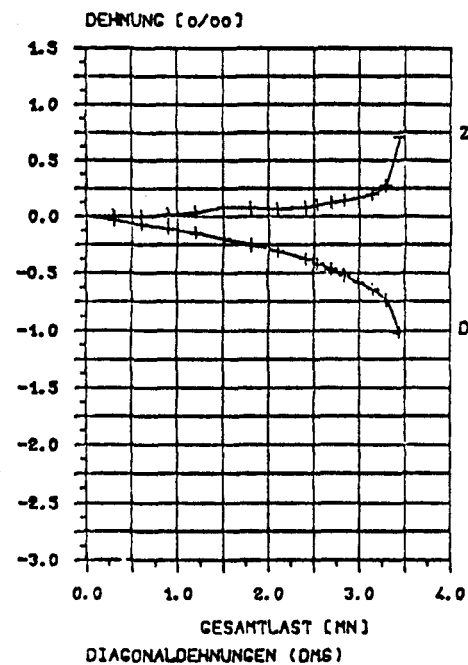
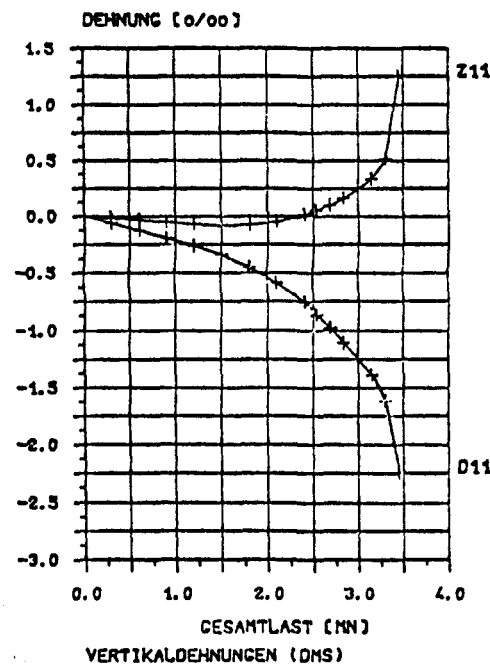
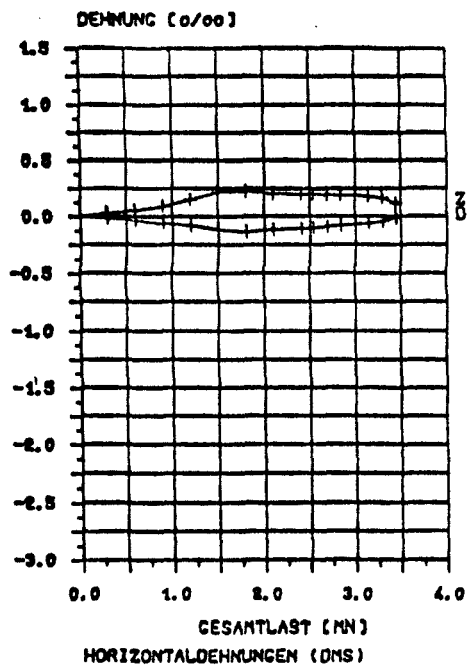


WAND 4

BILD A20
GEMESSENE DEHNUNGEN IN ABHÄNGIGKEIT VON DER GESAMTLAST

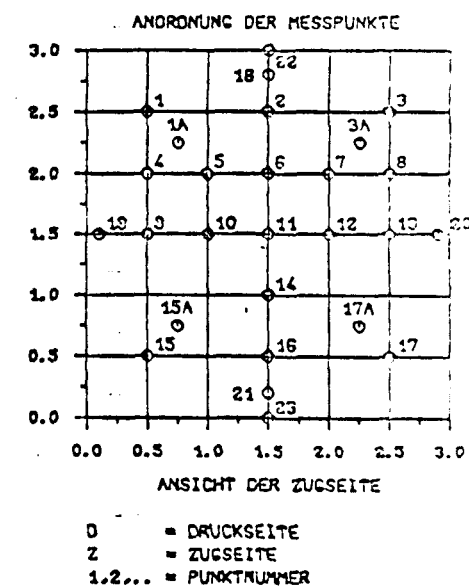
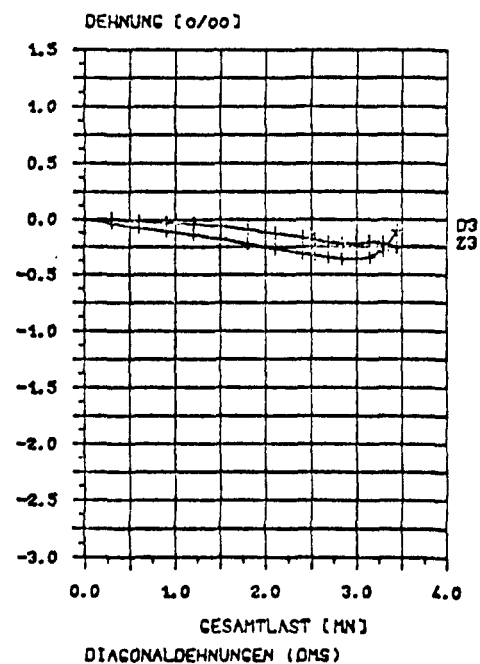
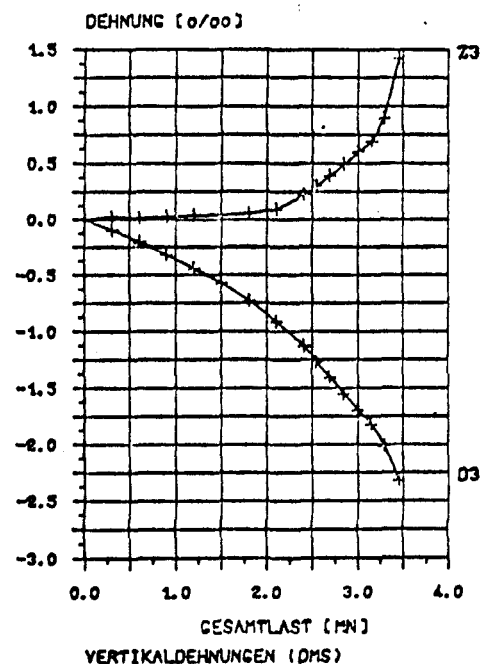
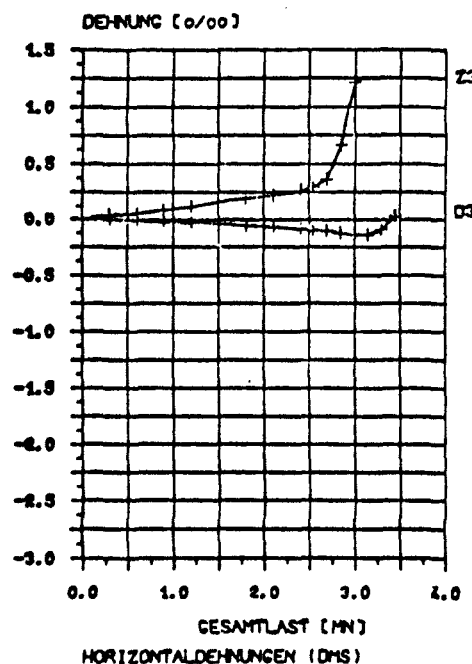
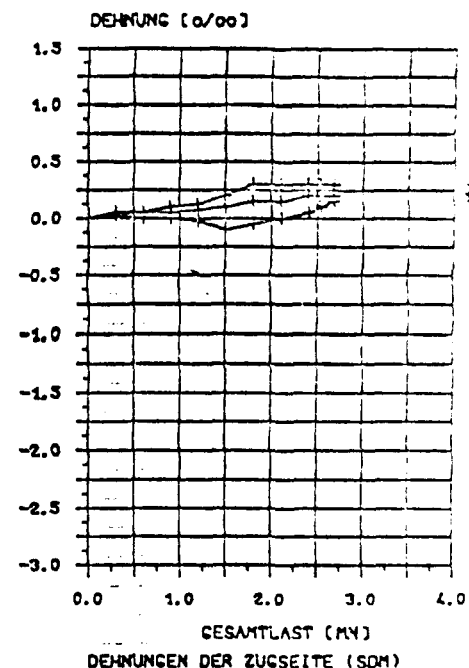
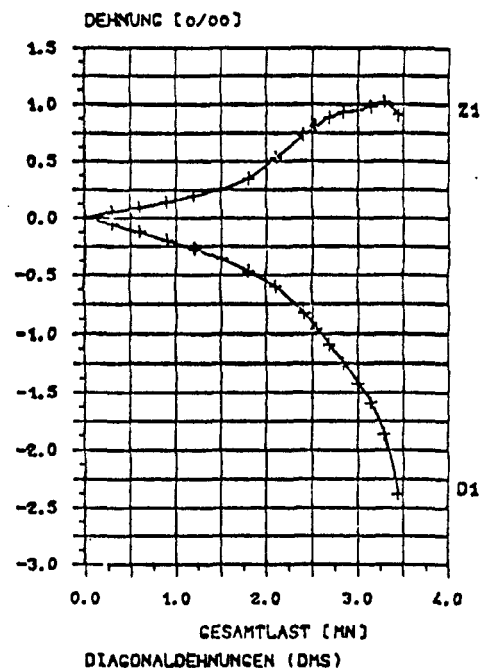
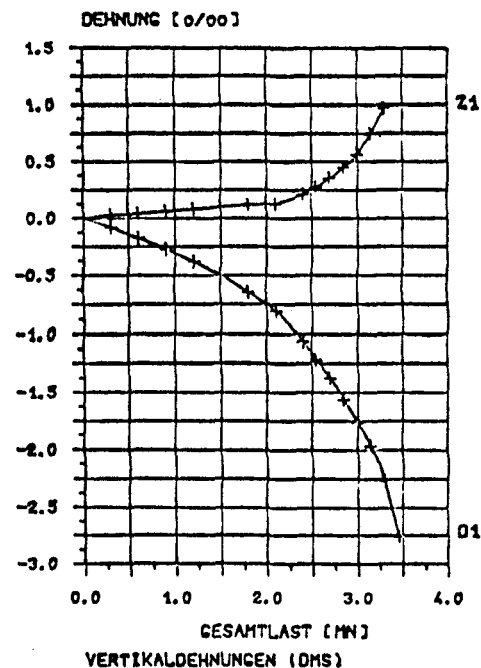
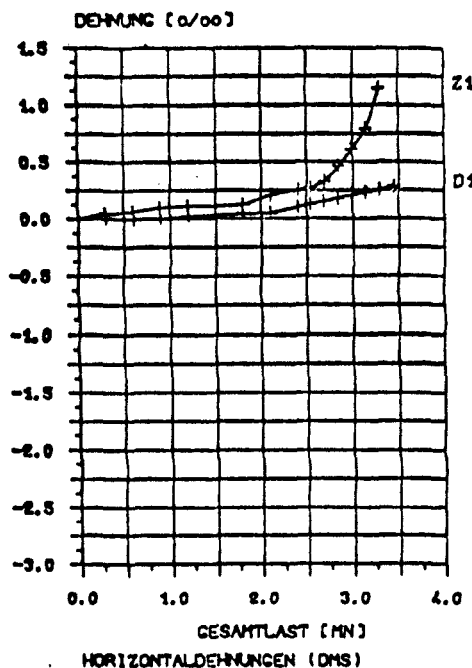


WAND 4



WAND 5

BILD A22
GEMESSENE DEHNUNGEN IN ABHÄNGIGKEIT VON DER GESAMTLAST

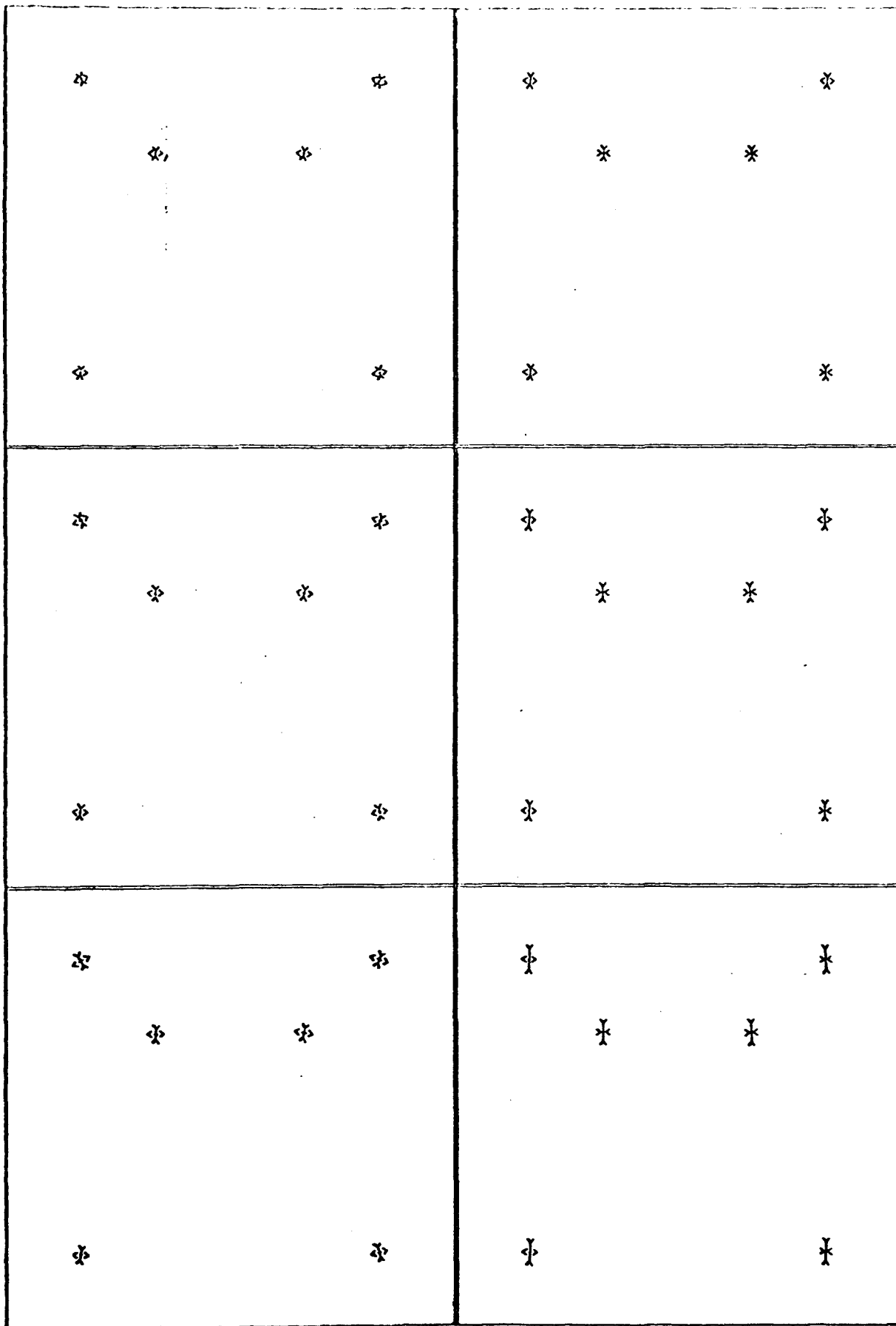


WAND 5

ZUGSEITE

DRUCKSEITE

GESAMTLAST
[t/m]



0.93

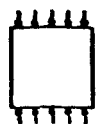
1.75

2.60

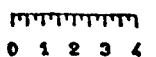
BILD A23 WAND 1

LASTABHAENGIGE VERAENDERUNG
DER HAUPTDEHNUNGEN

BELASTUNGSRICHTUNG :



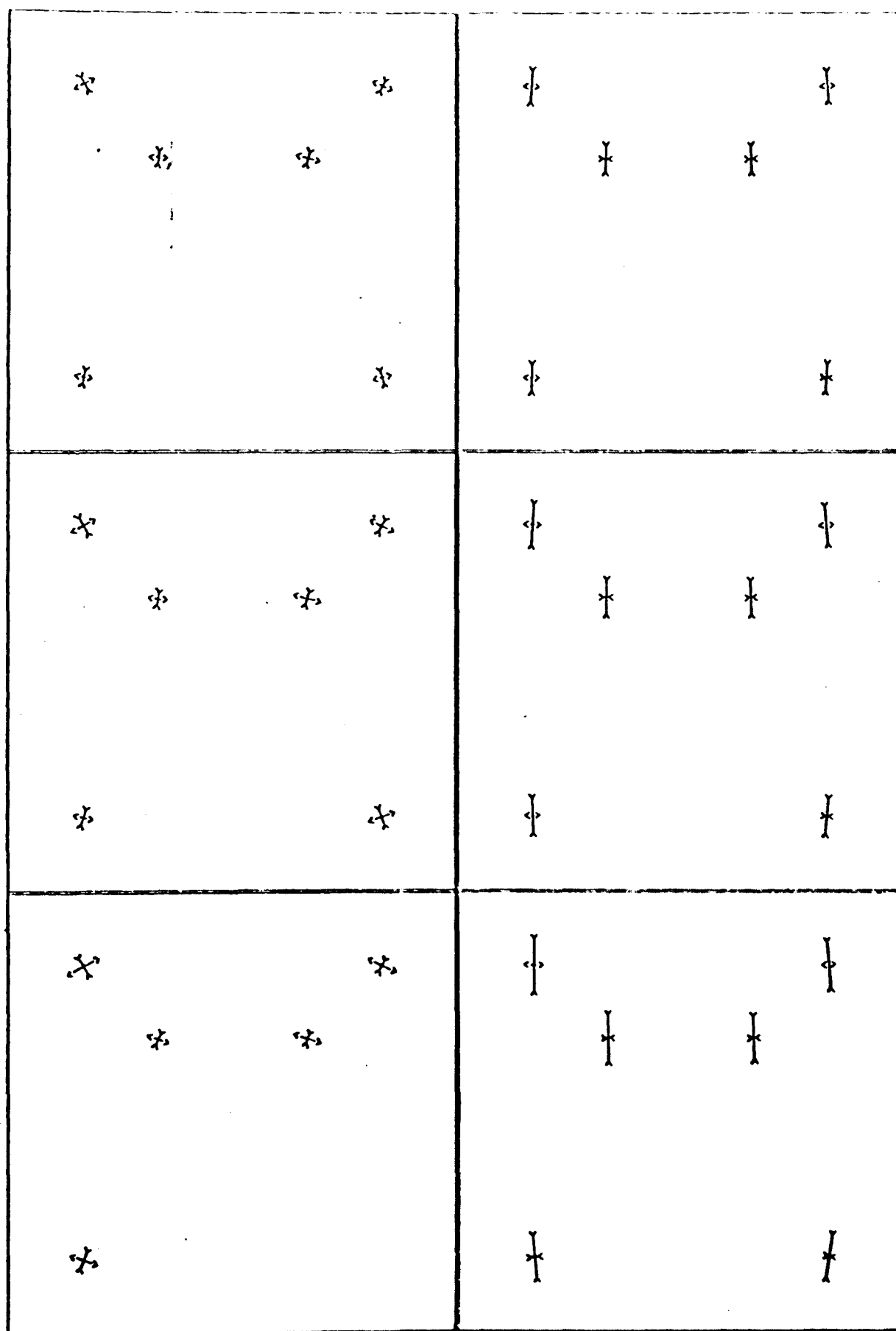
DEHNUNGSMASZSTAB [‰] :



ZUGSEITE

DRUCKSEITE

GESAMTLAST
(t/m²)



3.47

3.97

4.33

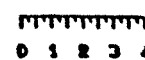
BILD A24 WAND 1

LASTABHAENGIGE VERÄNDERUNG
DER HAUPTDEHNUNGEN

BELASTUNGSRICHTUNG :



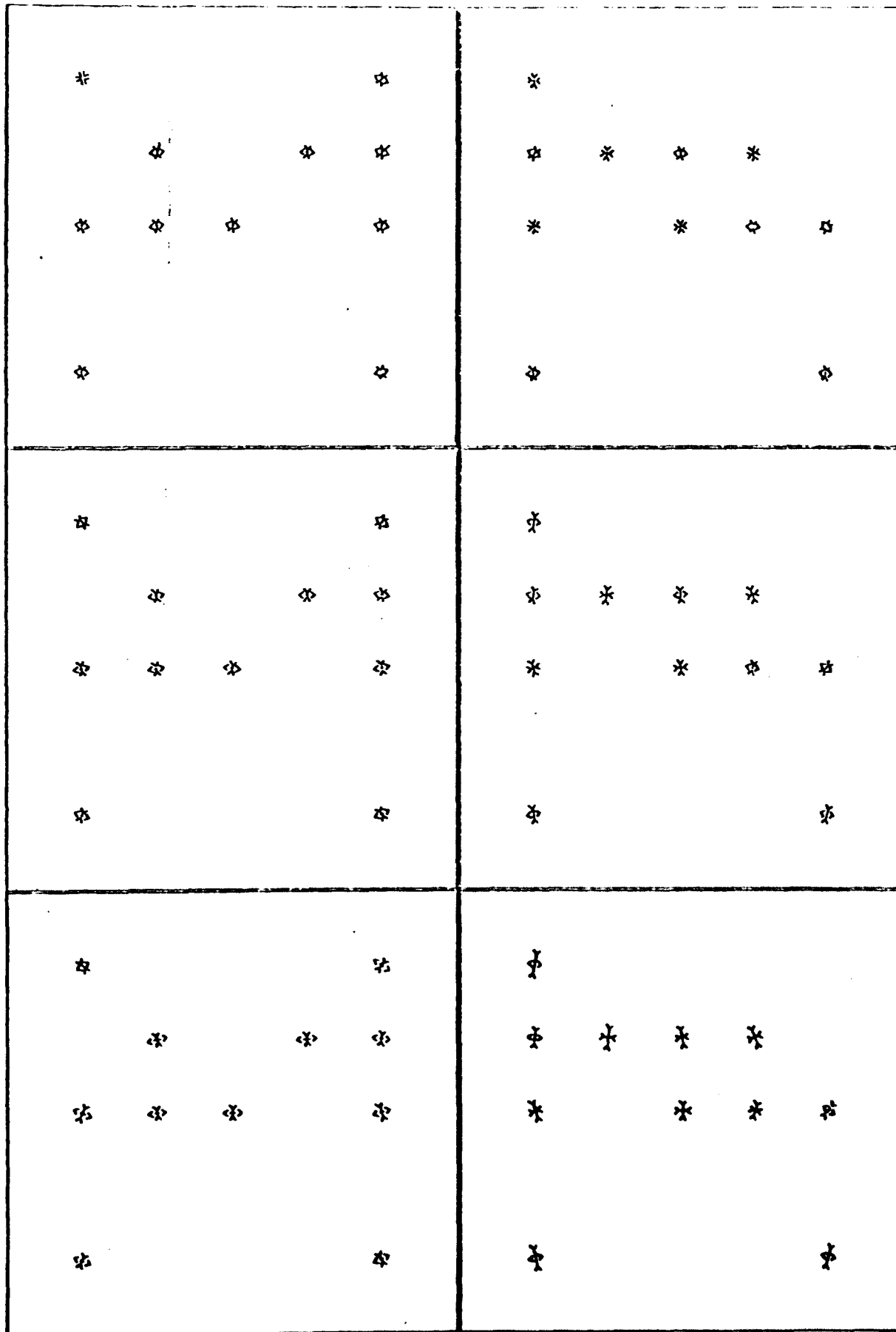
DEHNUNGSMASZSTAB [‰/‰] :



ZUGSEITE

DRUCKSEITE

GESAMTLAST
[kN]



0.43

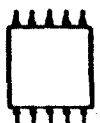
0.92

1.59

BILD A25 WAND 2

LASTABHAENGIGE VERAENDERUNG
DER HAUPTDEHNUNGEN

BELASTUNGSRICHTUNG :



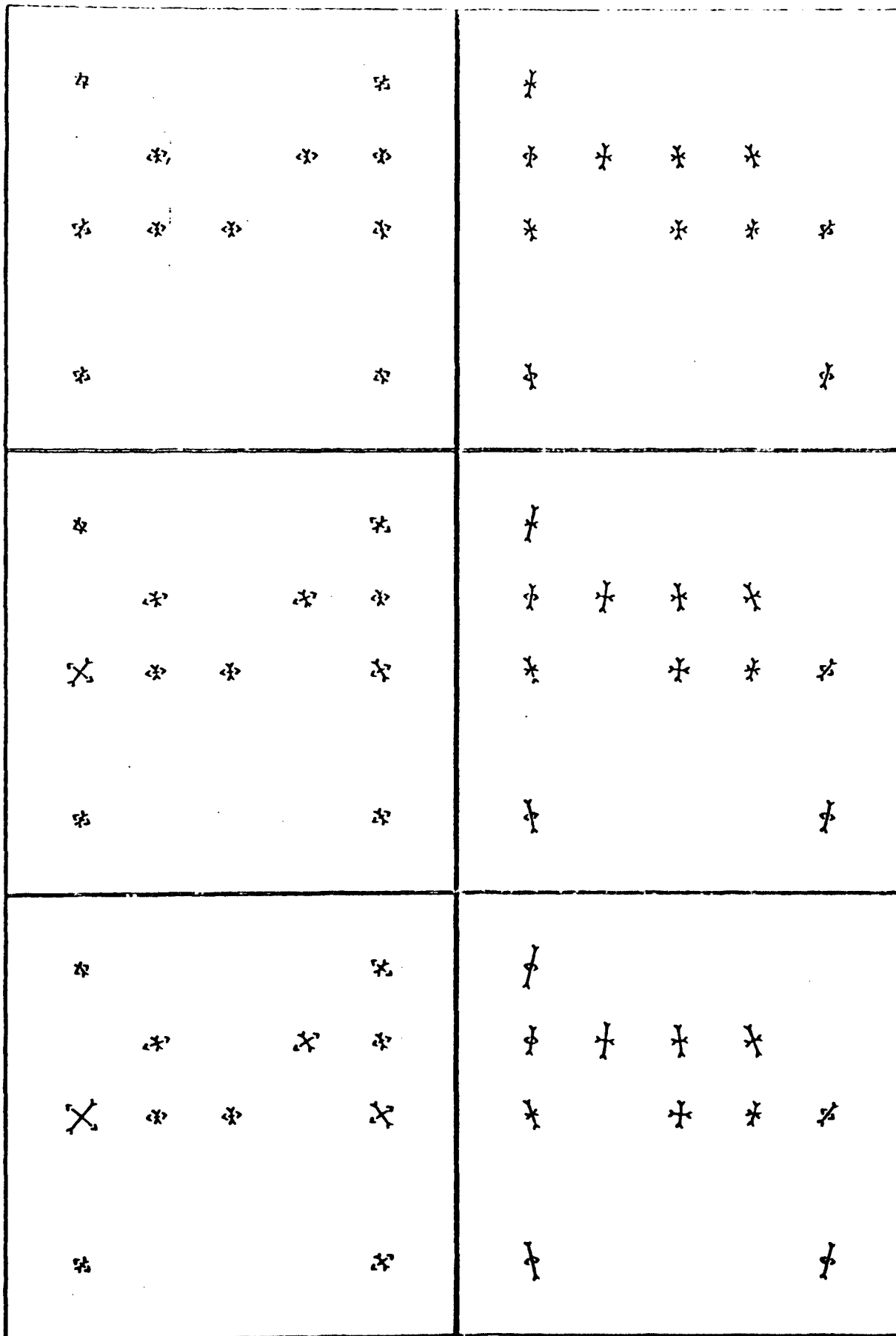
DEHNUNGSMASZSTAB [‰] :

0 1 2 3 4

ZUGSEITE

DRUCKSEITE

GESAMTLAST
[t/m]

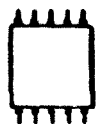


1.62

2.11

2.34

BELASTUNGSRICHTUNG :

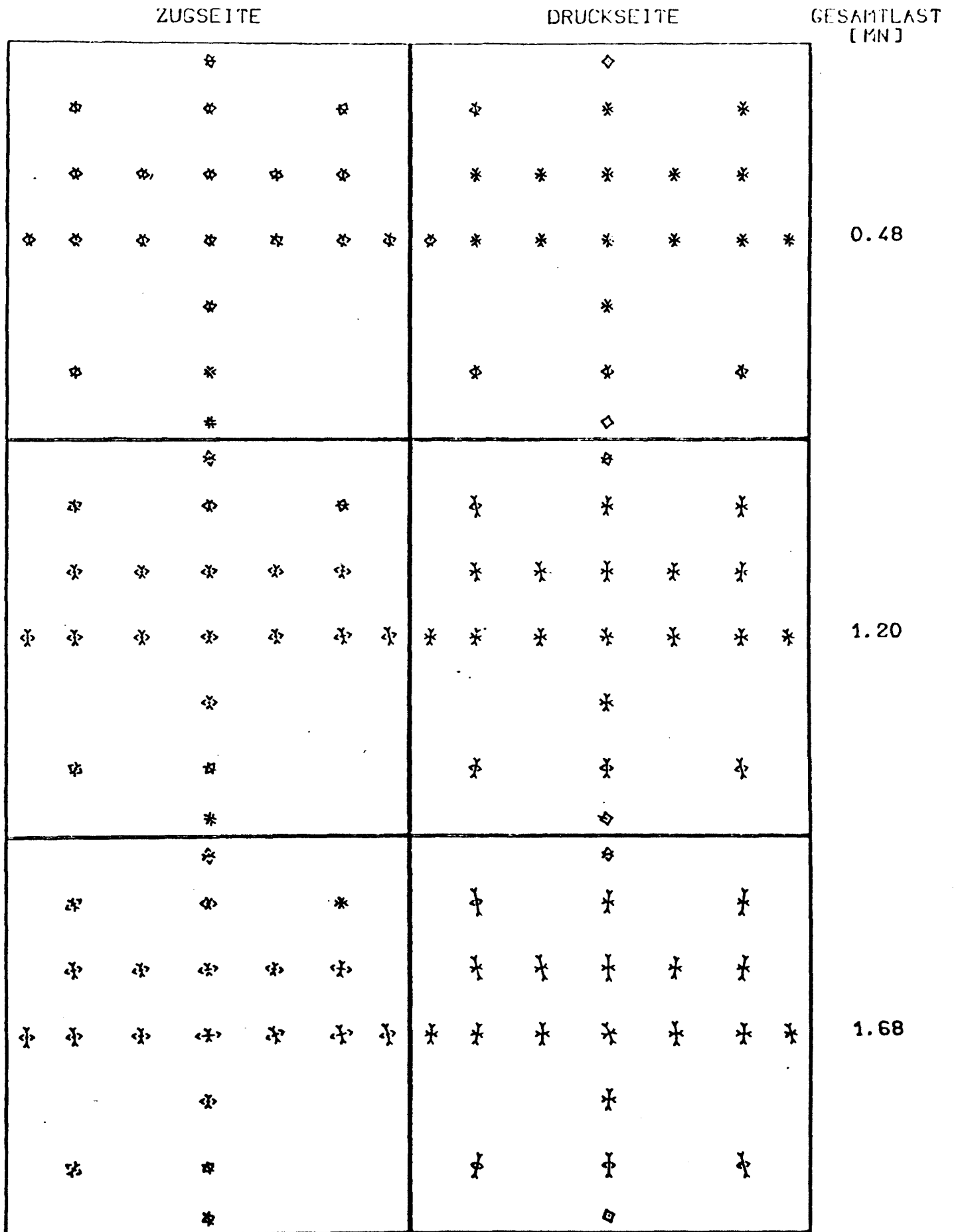


DEHNUNGSMASZSTAB [‰] :

0 1 2 3 4

BILD A26 WAND 2

LASTABHAENGIGE VERÄNDERUNG
DER HAUPTDEHNUNGEN



BELASTUNGSRICHTUNG :

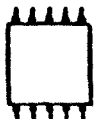
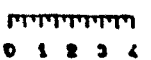


BILD A27 WAND 3

LASTABHAENGIGE VERÄNDERUNG
DER HAUPTDEHNUNGEN

DEHNUNGSMASZSTAB [°/°] :



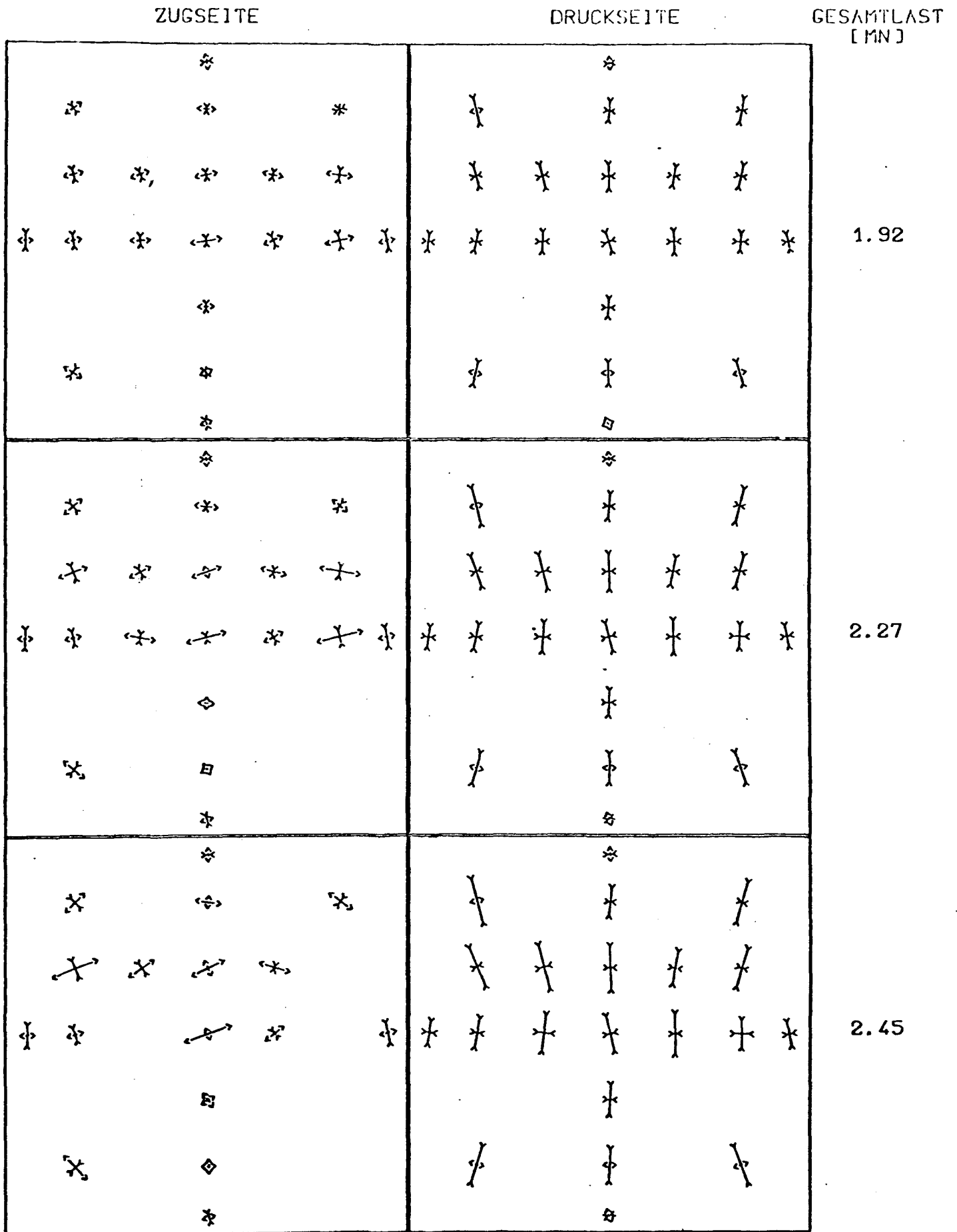
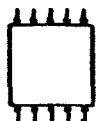


BILD A28 WAND 3

LASTABHAENGIGE VERAENDERUNG
DER HAUPTDEHNUNGEN

BELASTUNGSRICHTUNG :



DEHNUNGSMASZSTAB [‰/‰] :

0 1 2 3 4

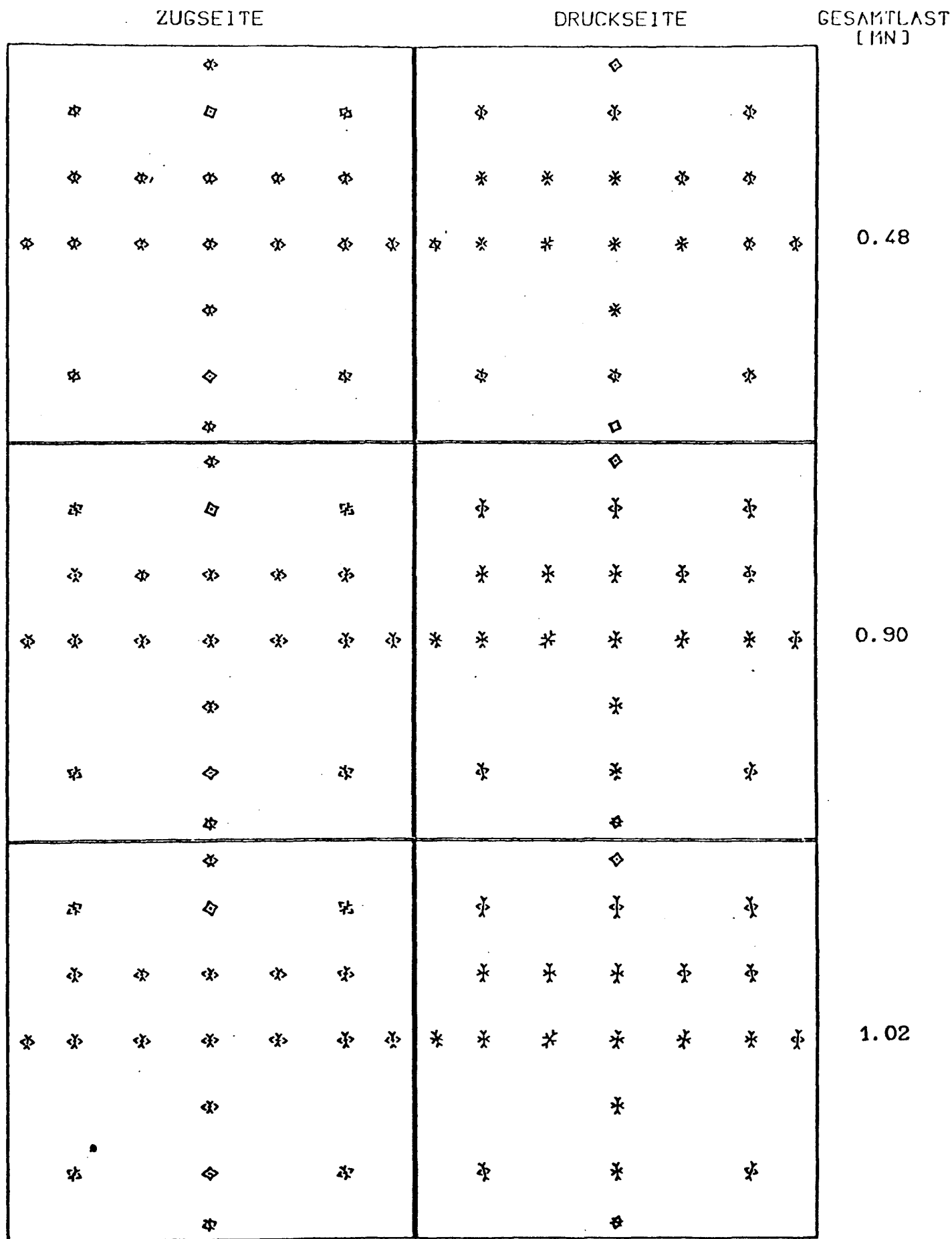


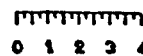
BILD A29 WAND 4

LASTABHAENGIGE VERÄNDERUNG
DER HAUPTDEHNUNGEN

BELASTUNGSRICHTUNG :



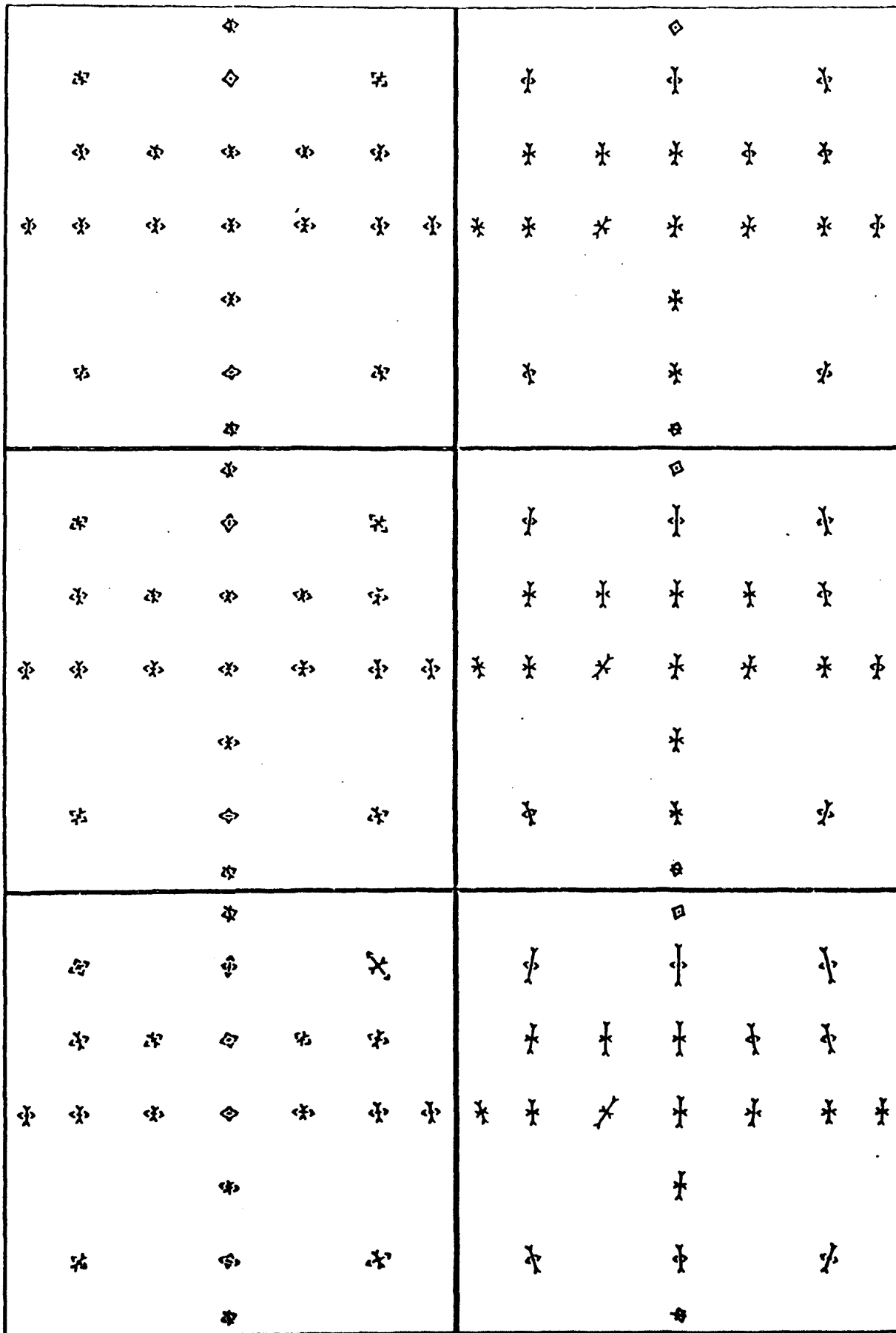
DEHNUNGSMASZSTAB [‰] :



ZUGSEITE

DRUCKSEITE

GESAMTLAST
[MN]



1.14

1.38

1.62

BELASTUNGSRICHTUNG :

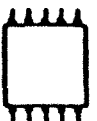


BILD A30 WAND 4

LASTABHAENGIGE VERAENDERUNG
DER HAUPTDEHNUNGEN

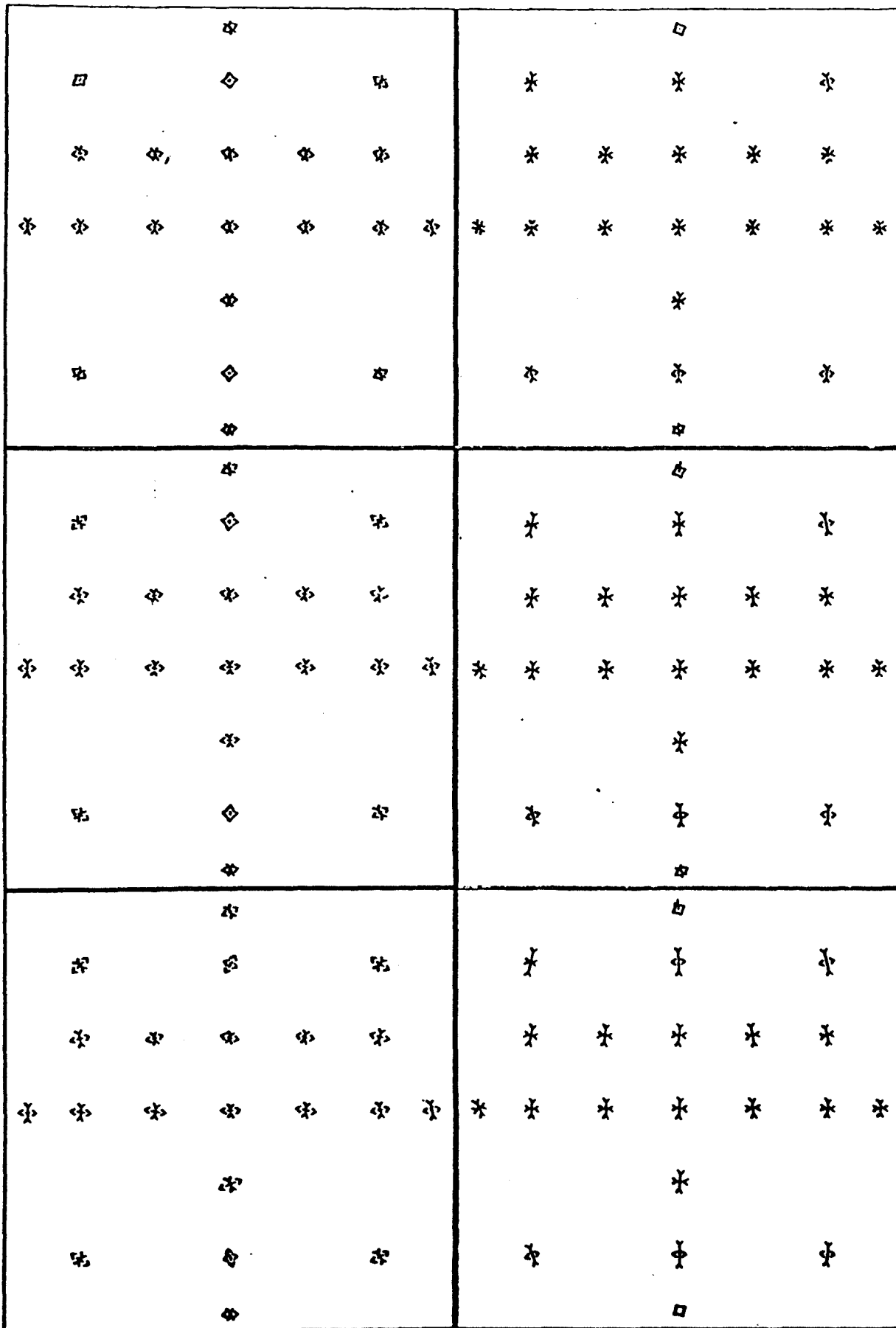
DEHNUNGSMASZSTAB [‰] :

TTTTTTTTT
0 1 2 3 4

ZUGSEITE

DRUCKSEITE

GESAMTLAST
[MN]



0.91

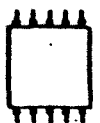
1.50

1.80

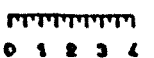
BILD A31 WAND 5

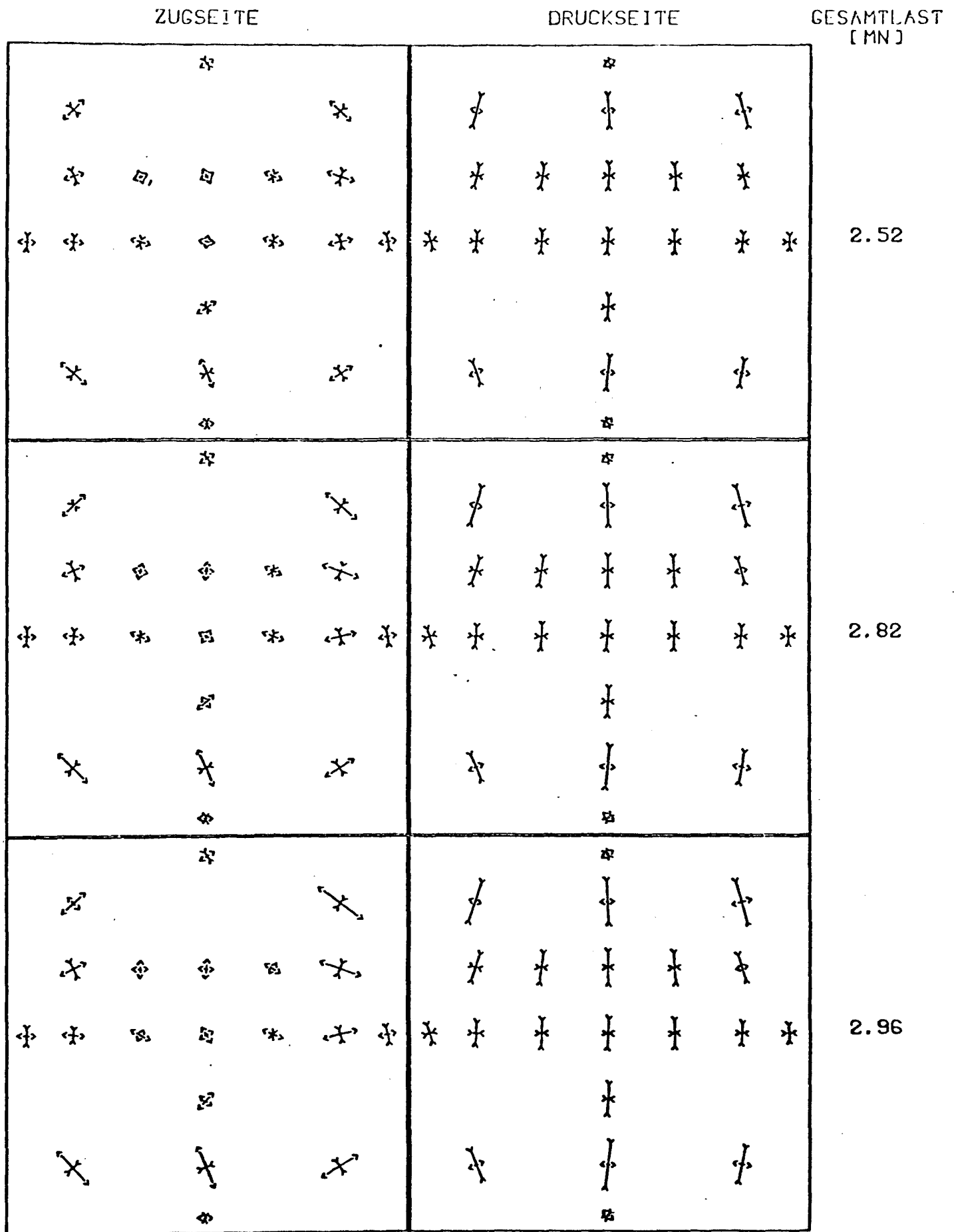
LASTABHAENGIGE VERAENDERUNG
DER HAUPTDEHNUNGEN

BELASTUNGSRICHTUNG :



DEHNUNGSMASZSTAB (o/oo) :





BELASTUNGSRICHTUNG :

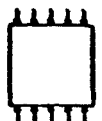
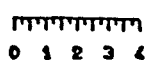


BILD A32 WAND 5

LASTABHAENGIGE VERAENDERUNG
DER HAUPTDEHNUNGEN

DEHNUNGSMASZTAB [‰] :



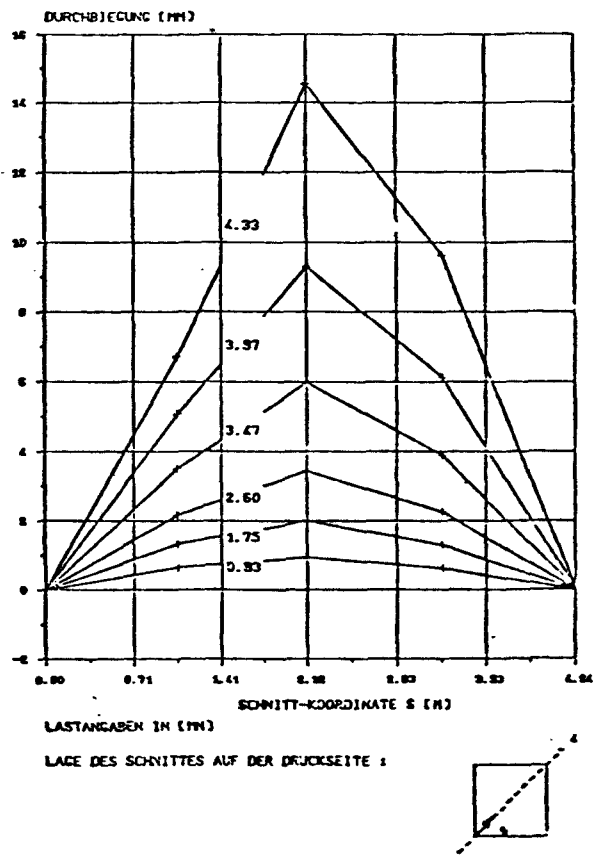
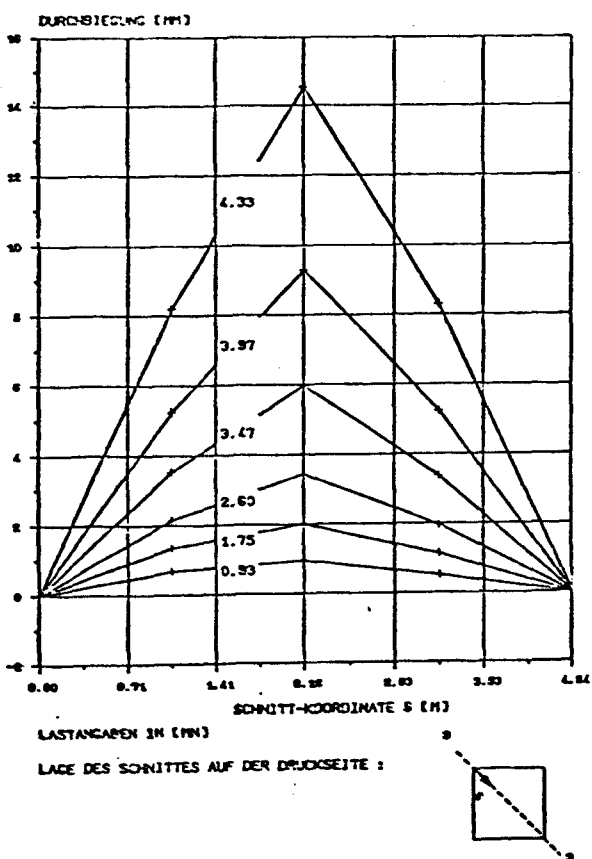
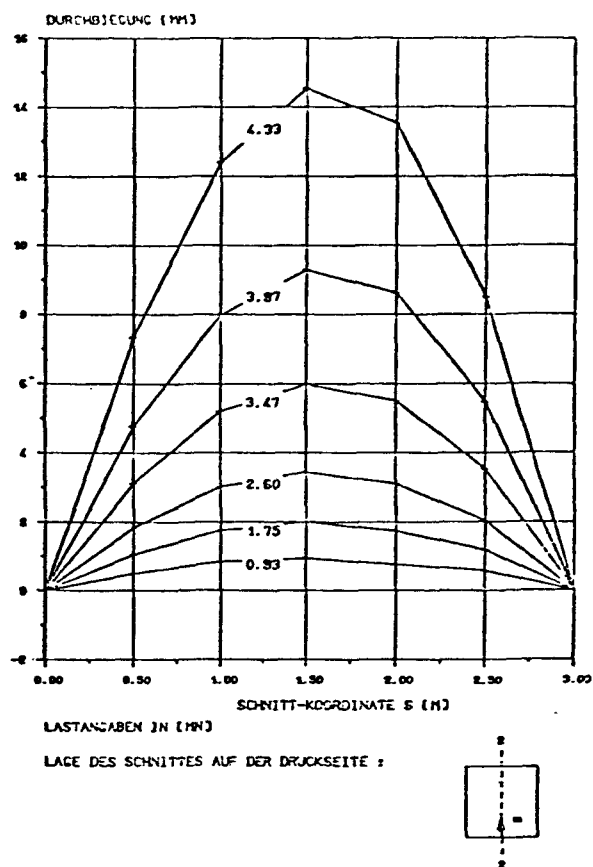
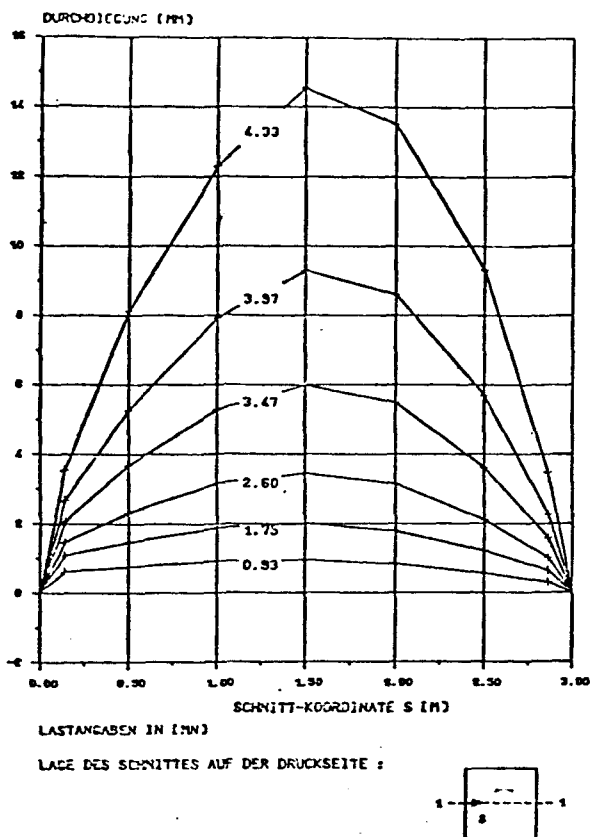


BILD A33 WAND 1

LASTABHAENGIGER VERLAUF DER GEMESSENEN DURCHBIEGUNGEN
ENTLANG AUSGEZEICHNETER SCHNITTE

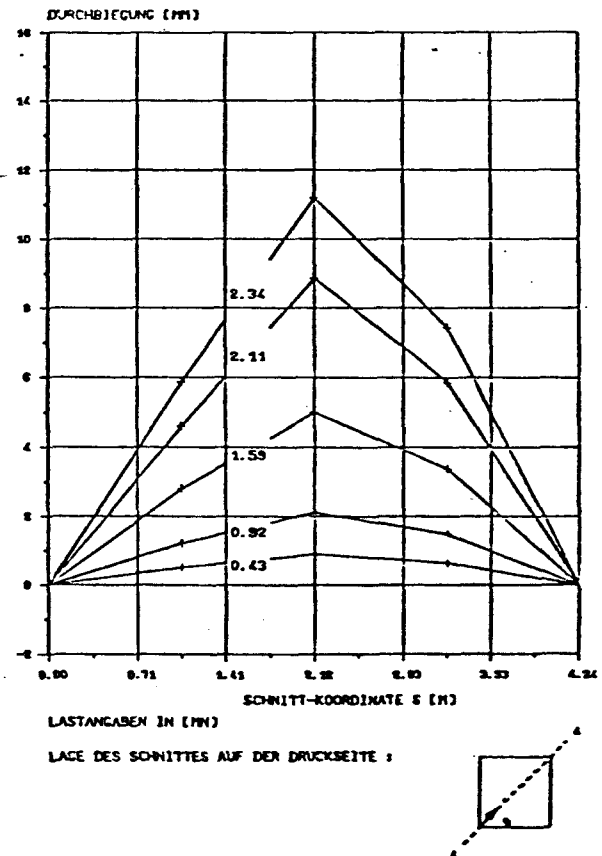
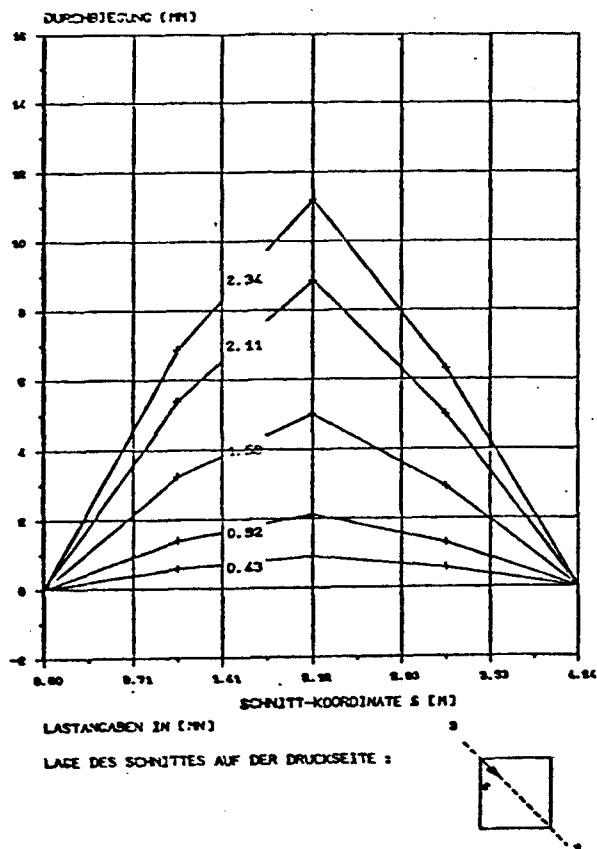
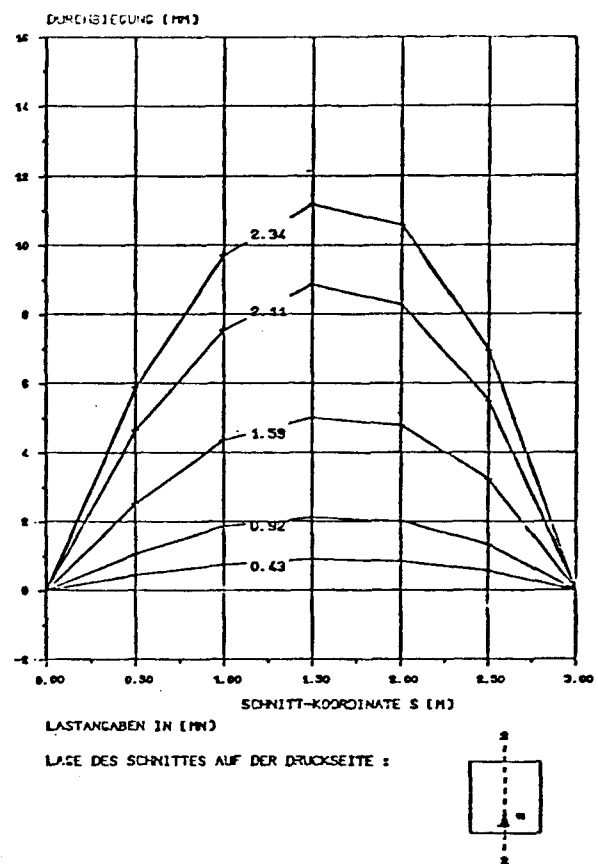
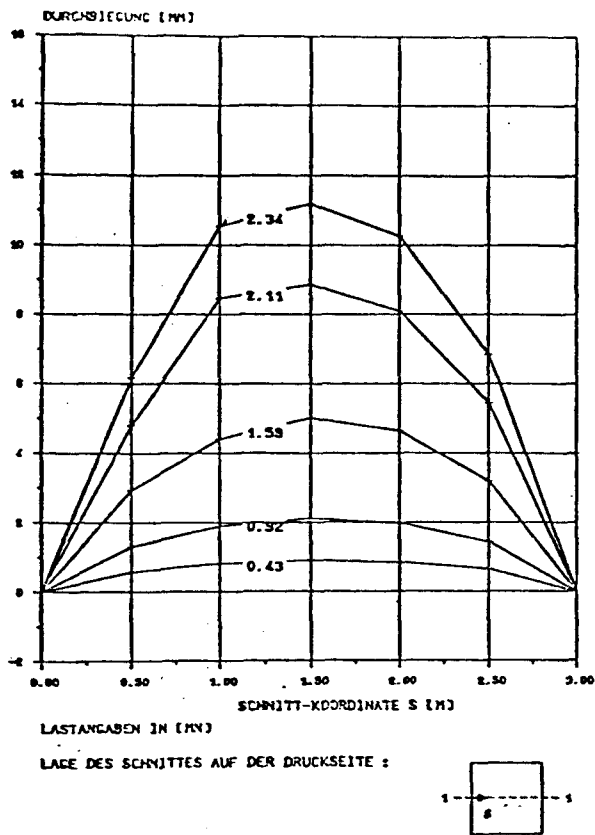
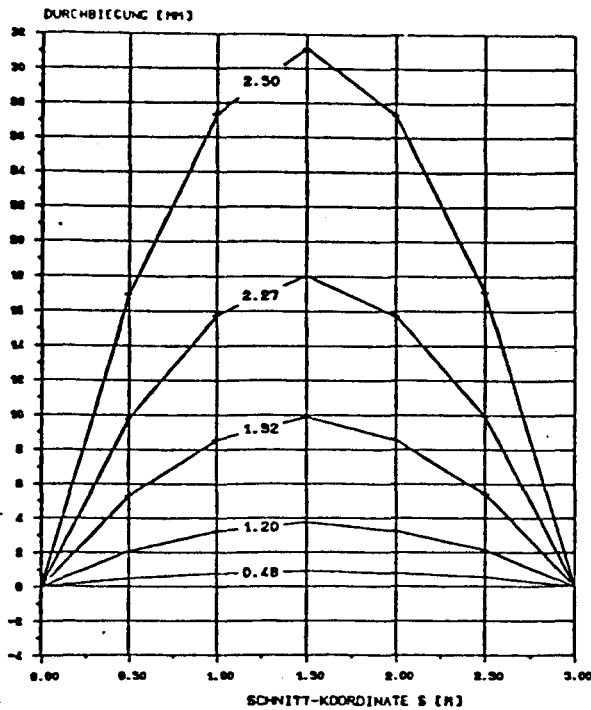


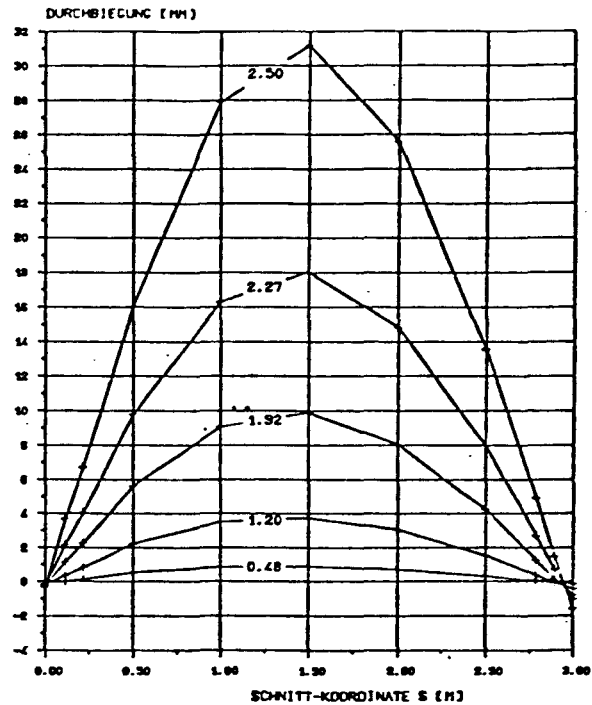
BILD A34 WAND 2

LASTABHÄNGIGER VERLAUF DER GEMESSENEN DURCHBIEGUNGEN
ENTLANG AUSGEZEICHNETER SCHNITTE



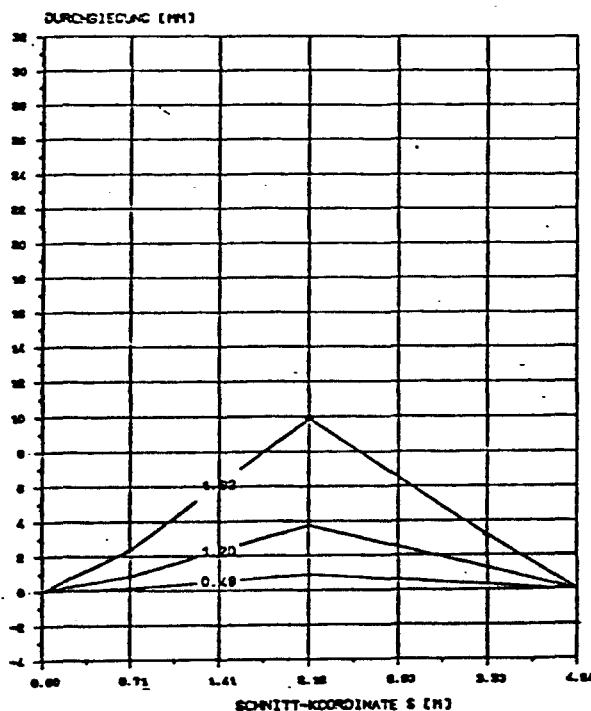
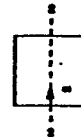
LASTANGABEN IN (KN)

LAGE DES SCHNITTES AUF DER DRUCKSEITE :



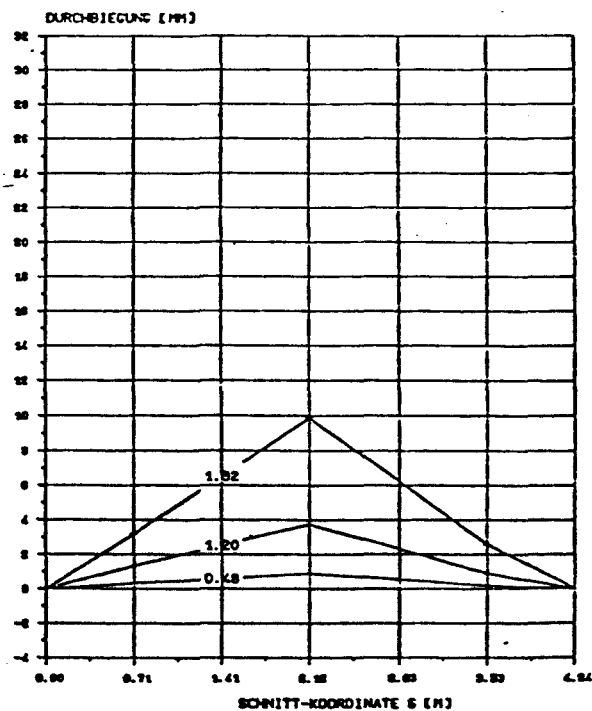
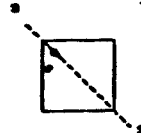
LASTANGABEN IN (KN)

LAGE DES SCHNITTES AUF DER DRUCKSEITE :



LASTANGABEN IN (KN)

LAGE DES SCHNITTES AUF DER DRUCKSEITE :



LASTANGABEN IN (KN)

LAGE DES SCHNITTES AUF DER DRUCKSEITE :

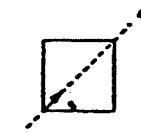
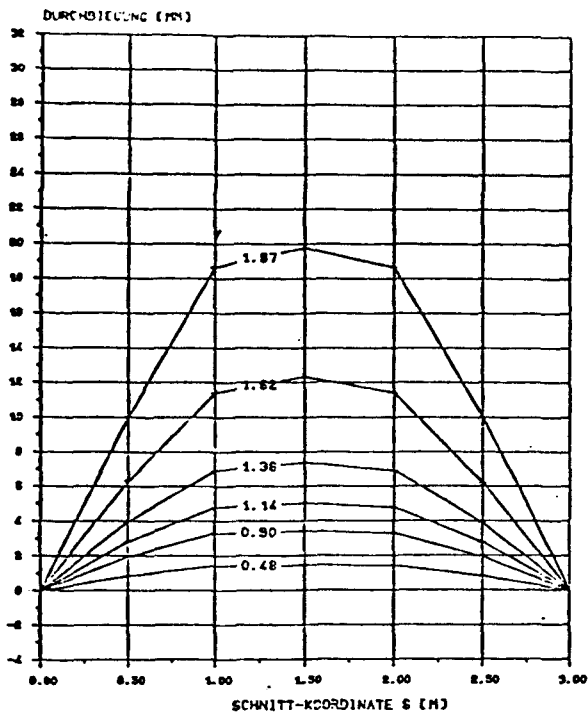
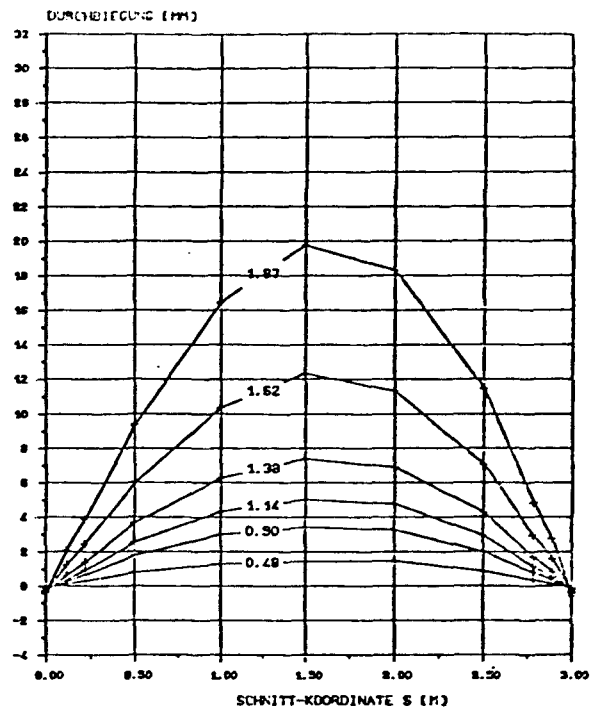


BILD A35 WAND 3

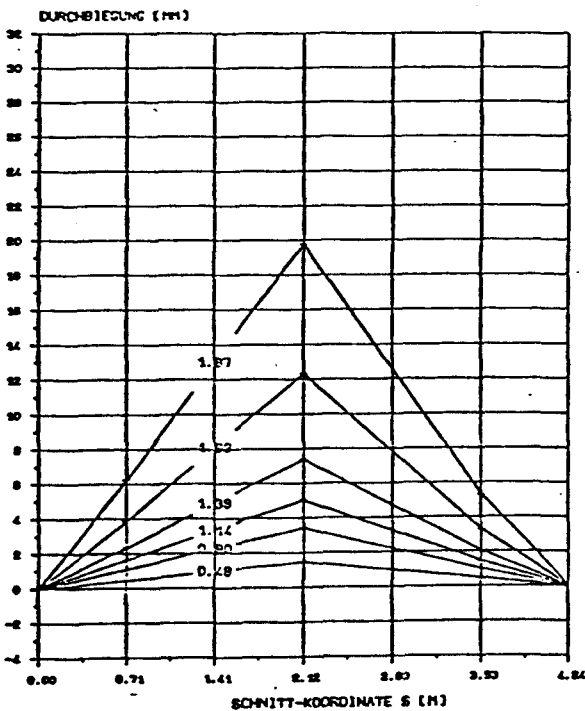
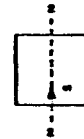
LASTABHAENGIGER VERLAUF DER GEMESSENEN DURCHBIEGUNGEN
ENTLANG AUSGEZEICHNETER SCHNITTE



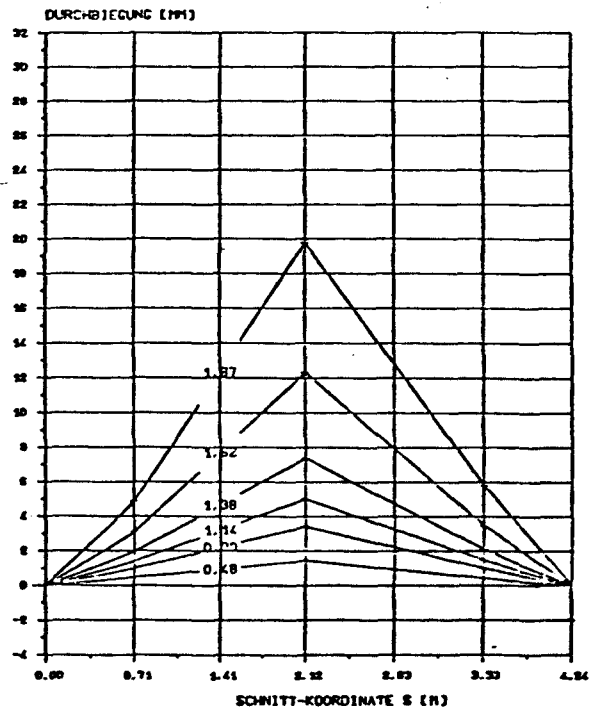
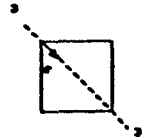
LAGE DES SCHNITTES AUF DER DRUCKSEITE :



LAGE DES SCHNITTES AUF DER DRUCKSEITE :



LAGE DES SCHNITTES AUF DER DRUCKSEITE :



LAGE DES SCHNITTES AUF DER DRUCKSEITE :

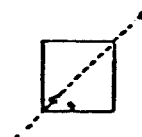


BILD A36 WAND 4

LASTABHAENGIGER VERLAUF DER GEMESSENEN DURCHBIEGUNGEN
ENTLANG AUSGEZEICHNETER SCHNITTE

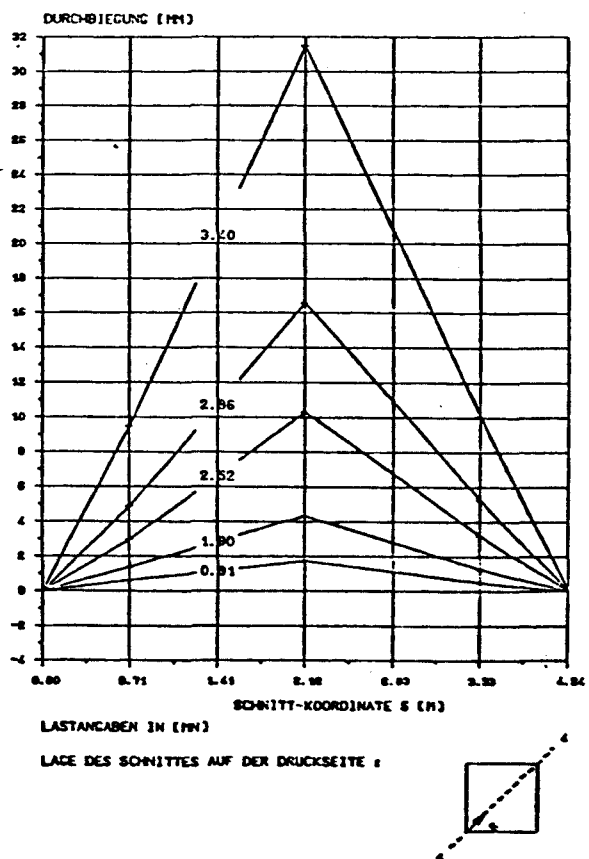
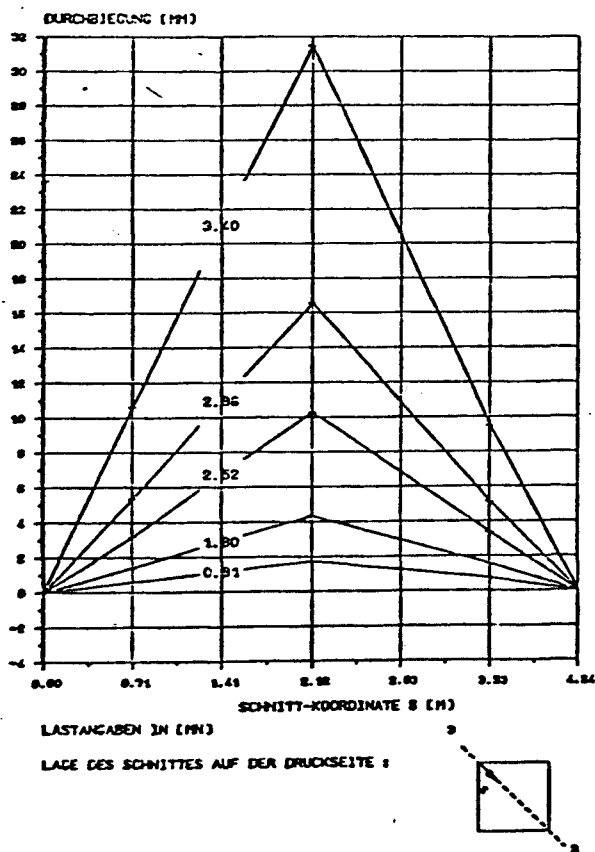
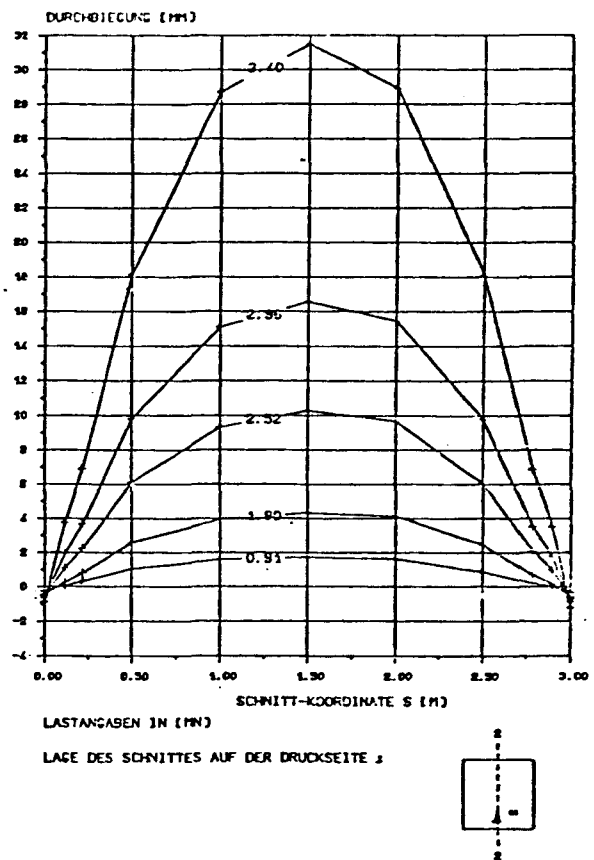
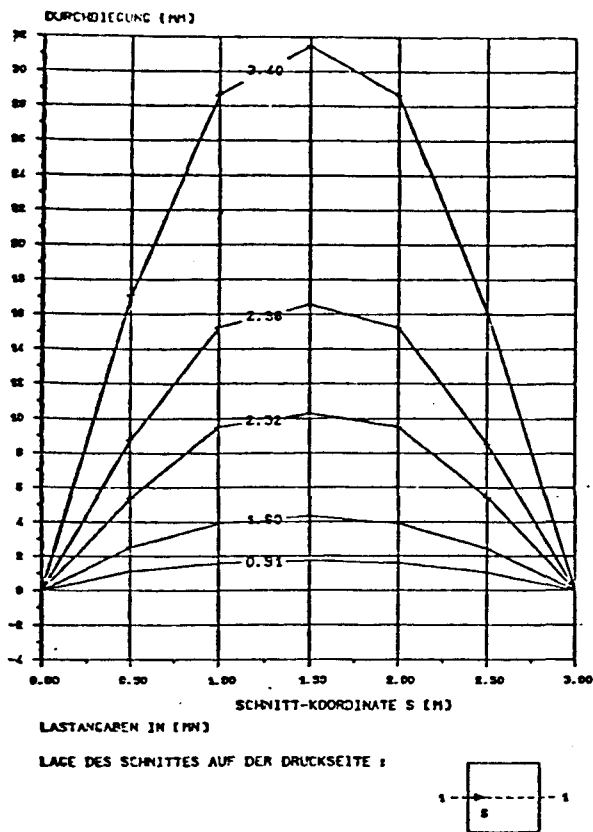


BILD A37 WAND 5

LASTABHÄNGIGER VERLAUF DER GEMESSENEN DURCHBIEGUNGEN
ENTLANG AUSGEZEICHNETER SCHNITTE

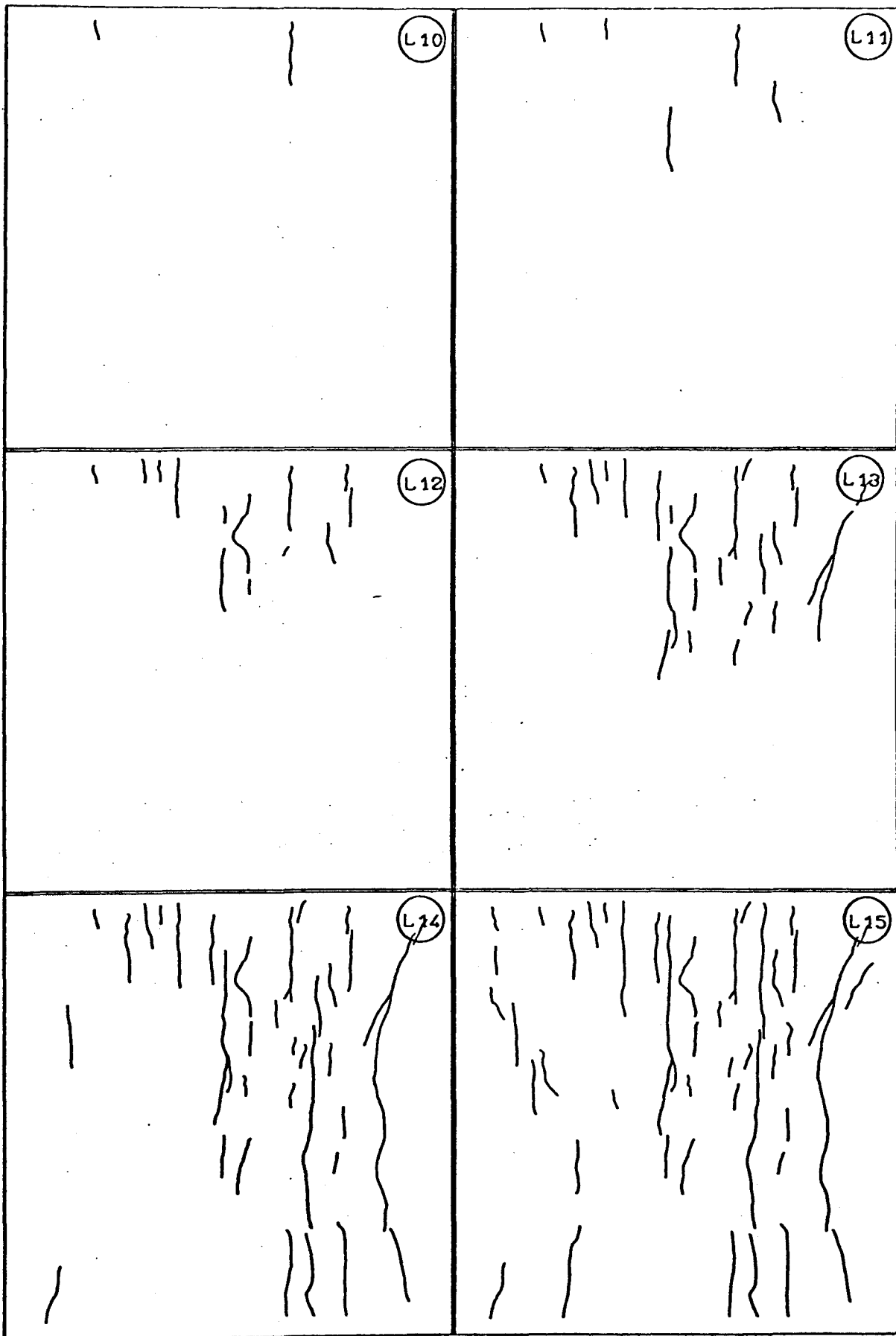
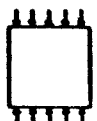


BILD A38 WAND 1

BELASTUNGSRICHTUNG

:



RISENTWICKLUNG.

GESAMTLAST DER LASTSTUFEN L10 BIS L15 VGL. BILD A41

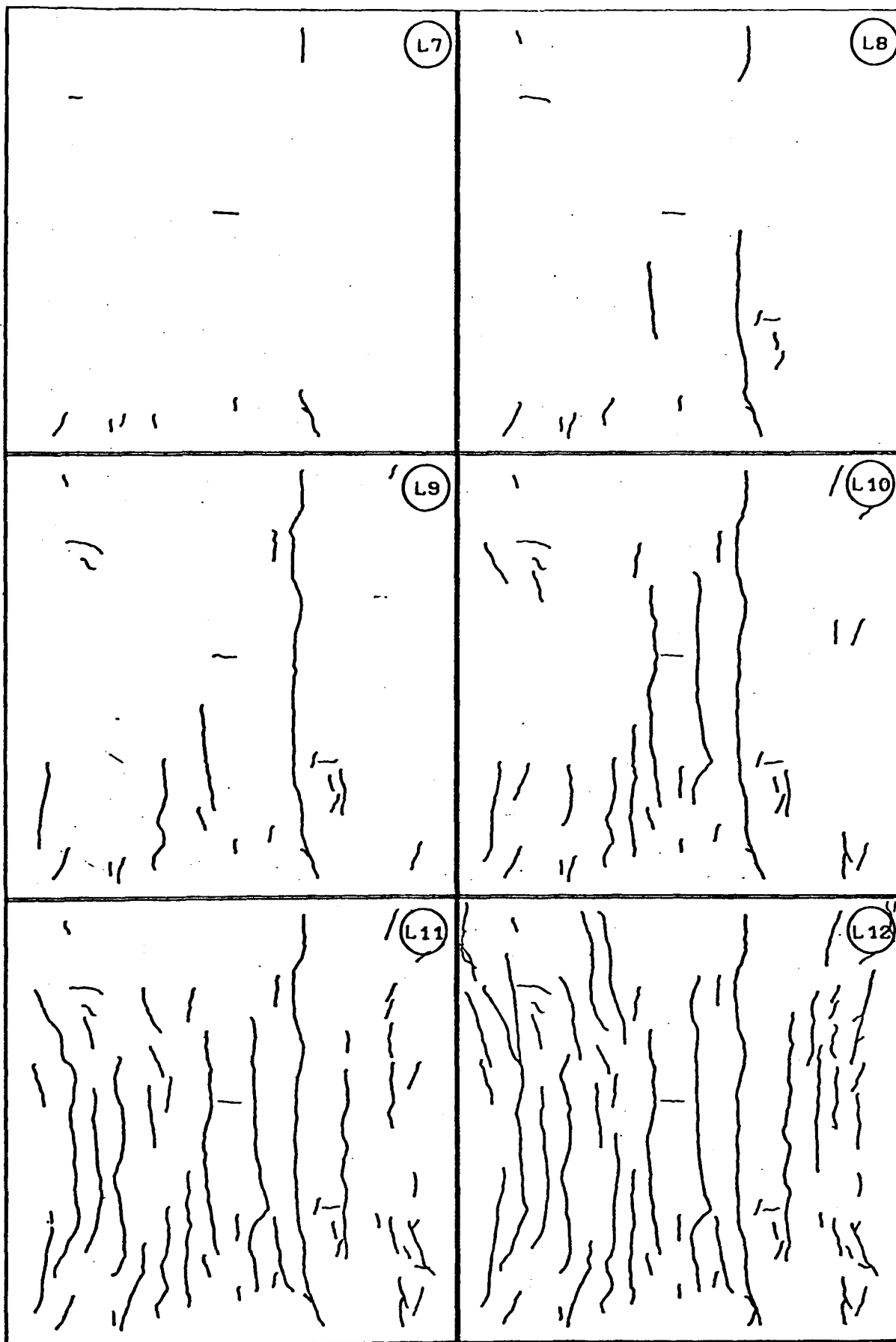
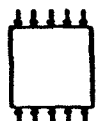


BILD A39 WAND 3

BELASTUNGSRICHTUNG



RISENTWICKLUNG.

GESAMTLAST DER LASTSTUFEN L7 BIS L12 VGL. BILD A43

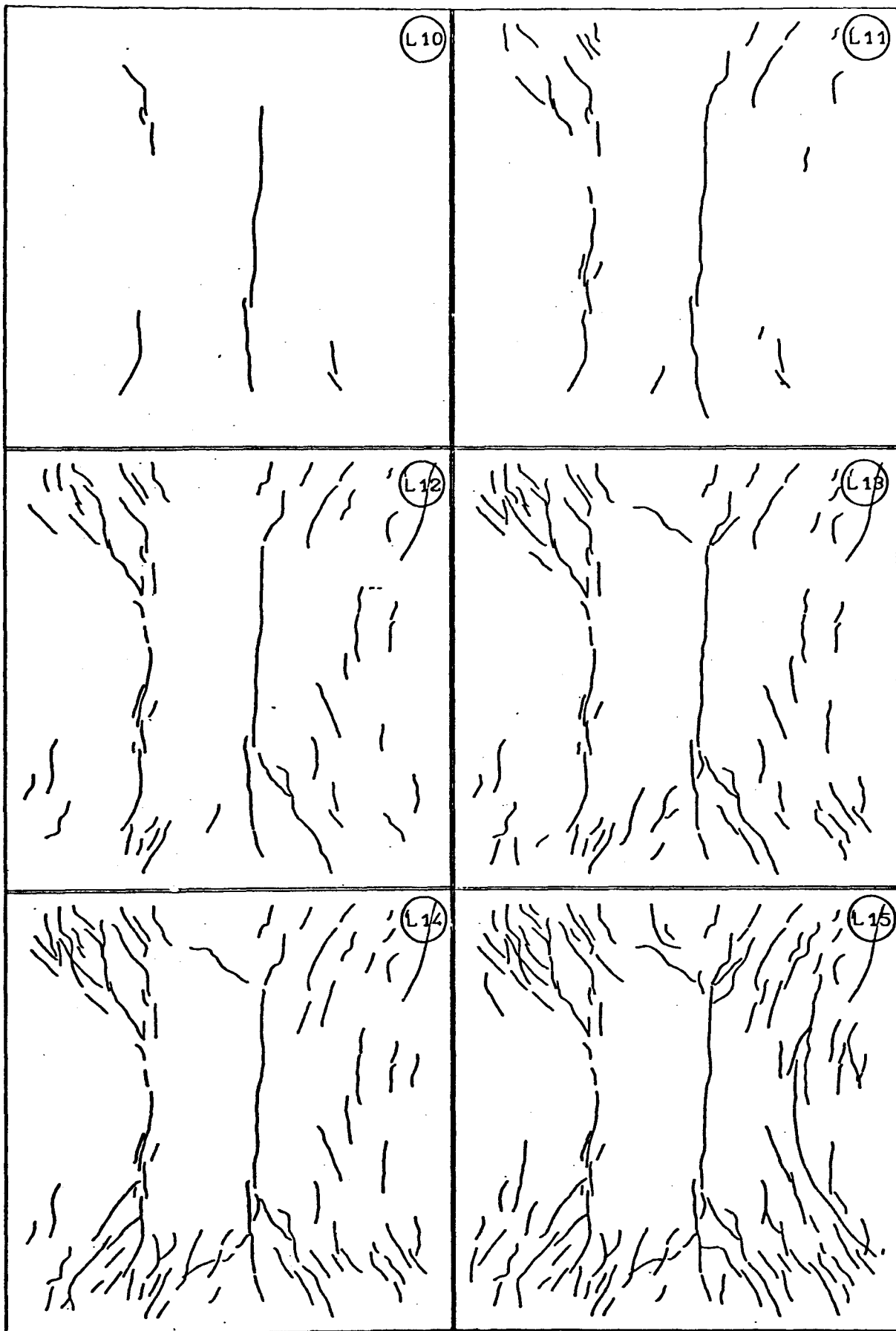
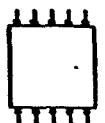


BILD A40 WAND 5

BELASTUNGSRICHTUNG

:

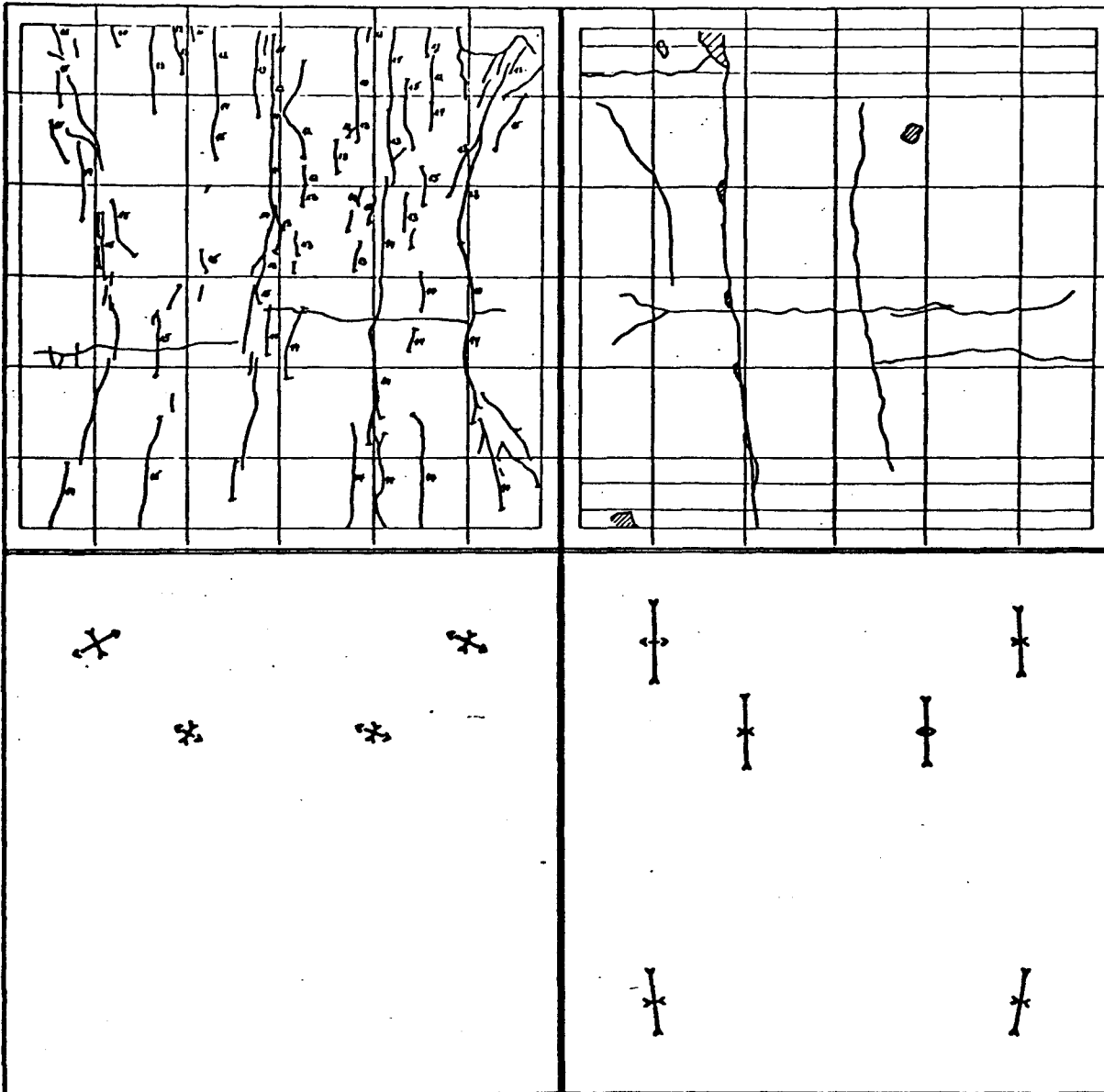


RISENTWICKLUNG.

GESAMTLAST DER LASTSTUFEN L10 BIS L15 VGL. BILD A45

ZUGSEITE

DRUCKSEITE

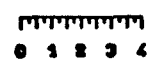


LASTSTUFE	GESAMTLAST
L10	2.90 MN
L11	3.19 -
L12	3.47 -
L13	3.77 -
L14	3.97 -
L15	4.15 -
BRUCH	4.43 -

BELASTUNGSRICHTUNG :



DEHNUNGSMASZSTAB [‰] :



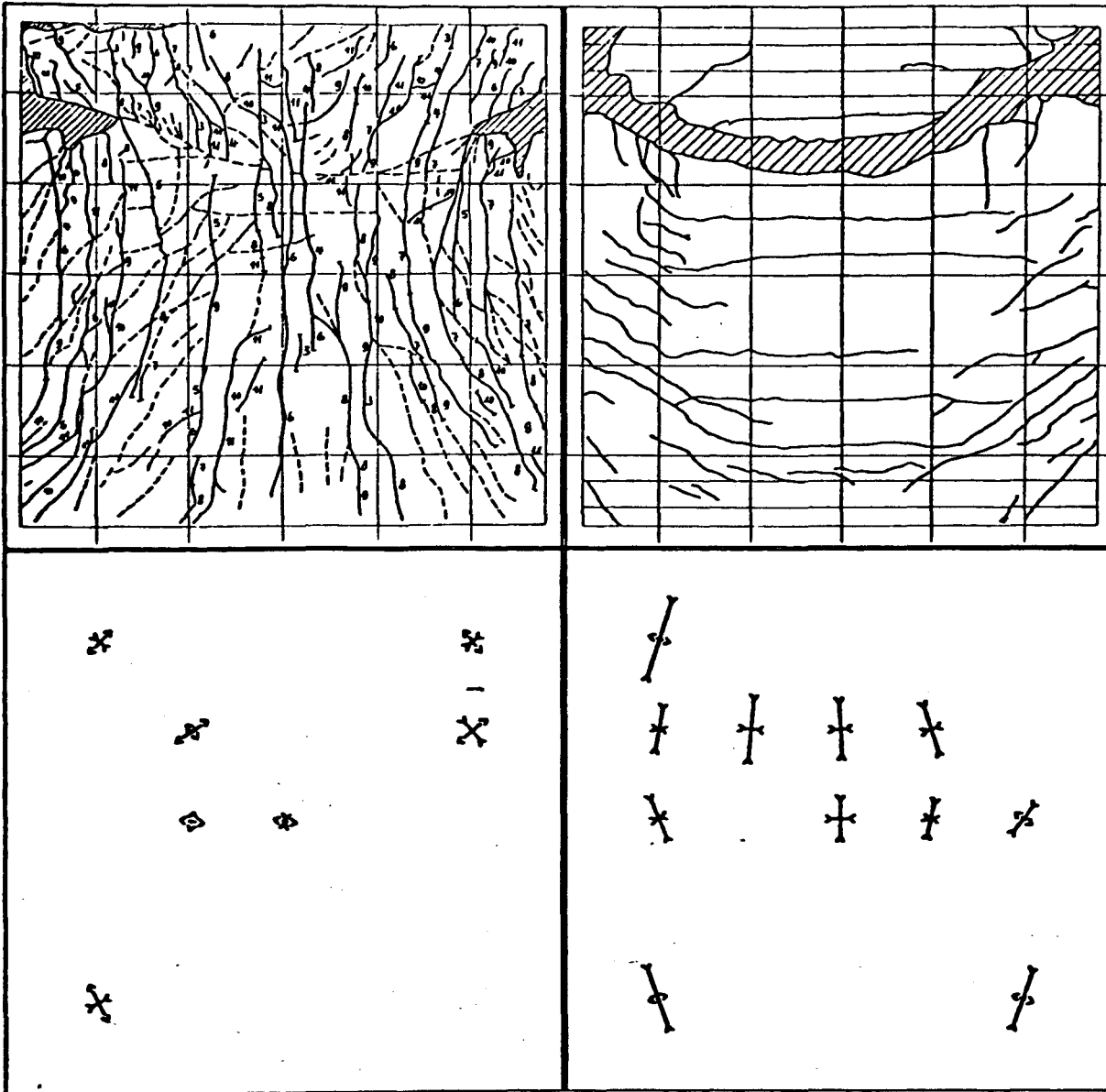
<-> : ZUG

>-< : DRUCK

BILD A41 WAND 1 IM BRUCHLASTBEREICH
RISSBILDER UND HAUPTDEHNUNGEN

ZUGSEITE

DRUCKSEITE

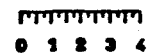


LASTSTUFE	GESAMTLAST
L3	1.87 MN
L4	2.11 -
L5	2.23 -
L6	2.34 -
L7	2.47 -
L8	2.60 -
L9	2.72 -
L10	2.80 -
L11	2.87 -
BRUCH	2.92 -

BELASTUNGSRICHTUNG :



DEHNUNGSMASZSTAB [o/oo] :



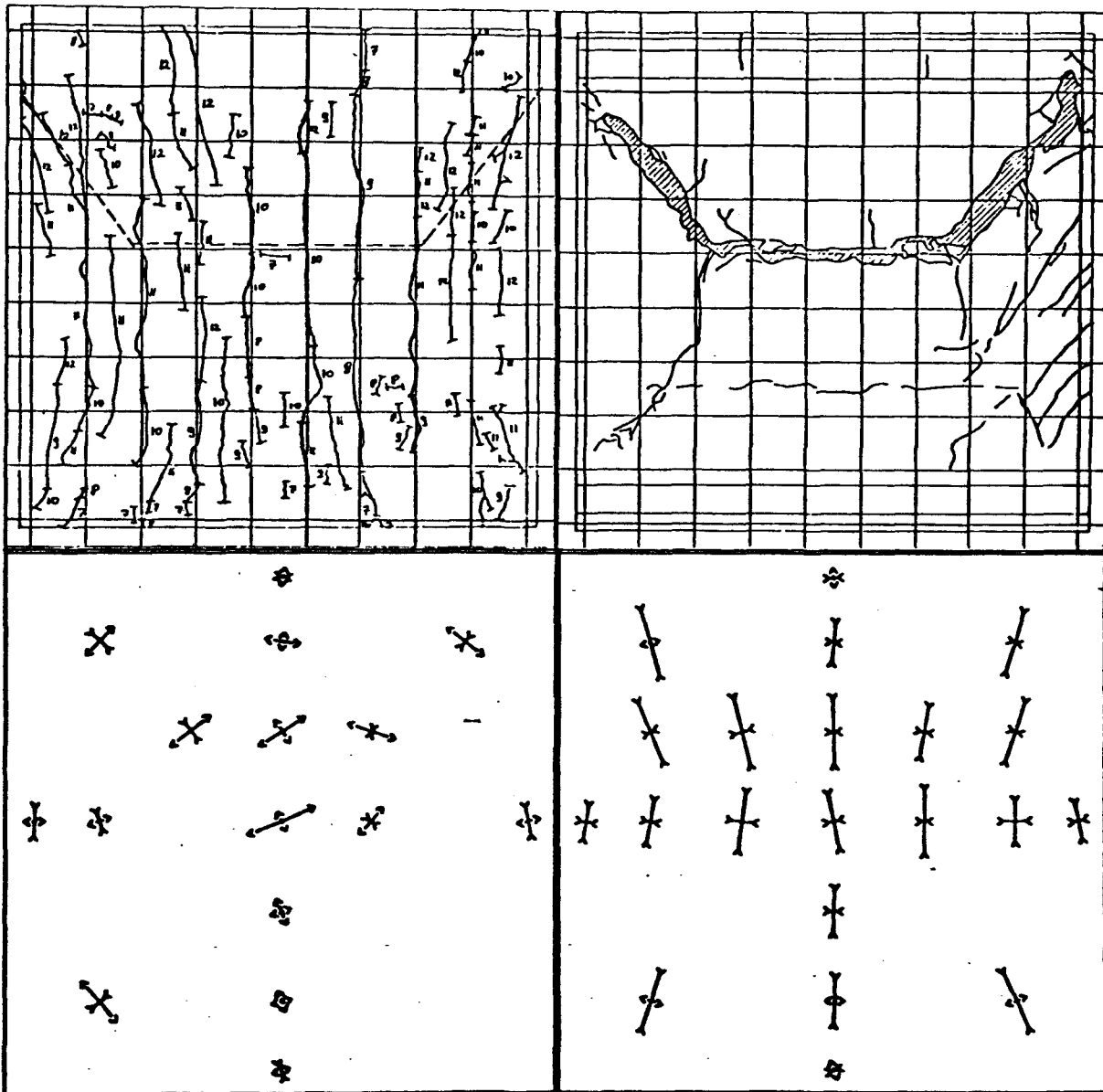
<-> : ZUG

>-< : DRUCK

BILD A42 WAND 2 IM BRUCHLASTBEREICH
RISSBILDER UND HAUPTDEHNUNGEN

ZUGSEITE

DRUCKSEITE

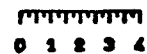


LASTSTUFE	GESAMTLAST
L7	1.68 MN
L8	1.80 -
L9	1.92 -
L10	2.03 -
L11	2.15 -
L12	2.27 -
BRUCH	2.50 -

BELASTUNGSRICHTUNG :



DEHNUNGSMASZSTAB [o/oo] :



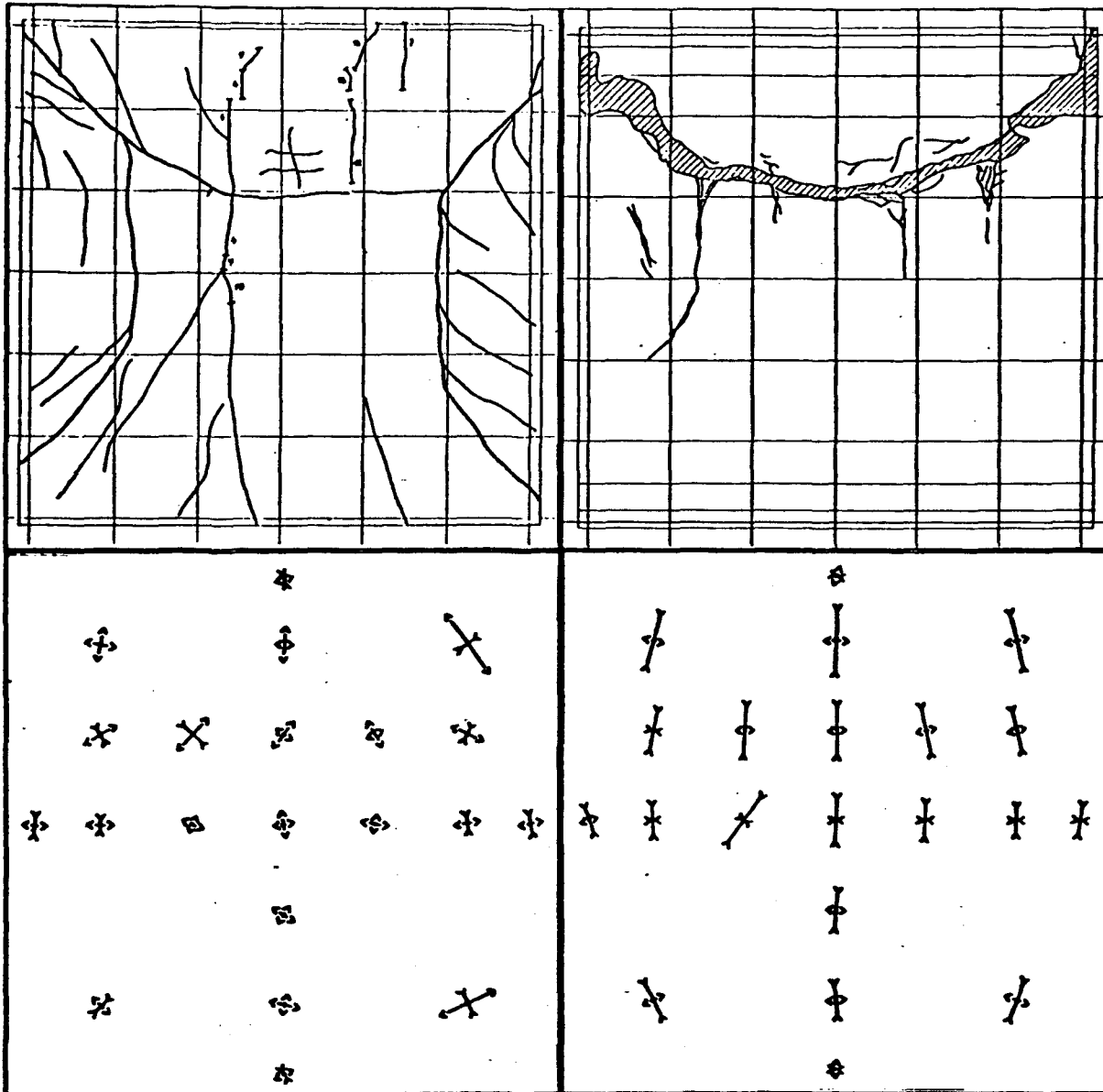
<-> : ZUG

>-< : DRUCK

BILD A43 WAND 3 IM BRUCHLASTBEREICH
RISSBILDER UND HAUPTDEHNUNGEN

ZUGSEITE

DRUCKSEITE

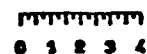


LASTSTUFE	GESAMTLAST
L4	0.48 MN
L7	0.83 -
L10	1.02 -
L12	1.14 -
L13	1.19 -
BRUCH	2.00 -

BELASTUNGSRICHTUNG :



DEHNUNGSMASZSTAB [o/oo] :

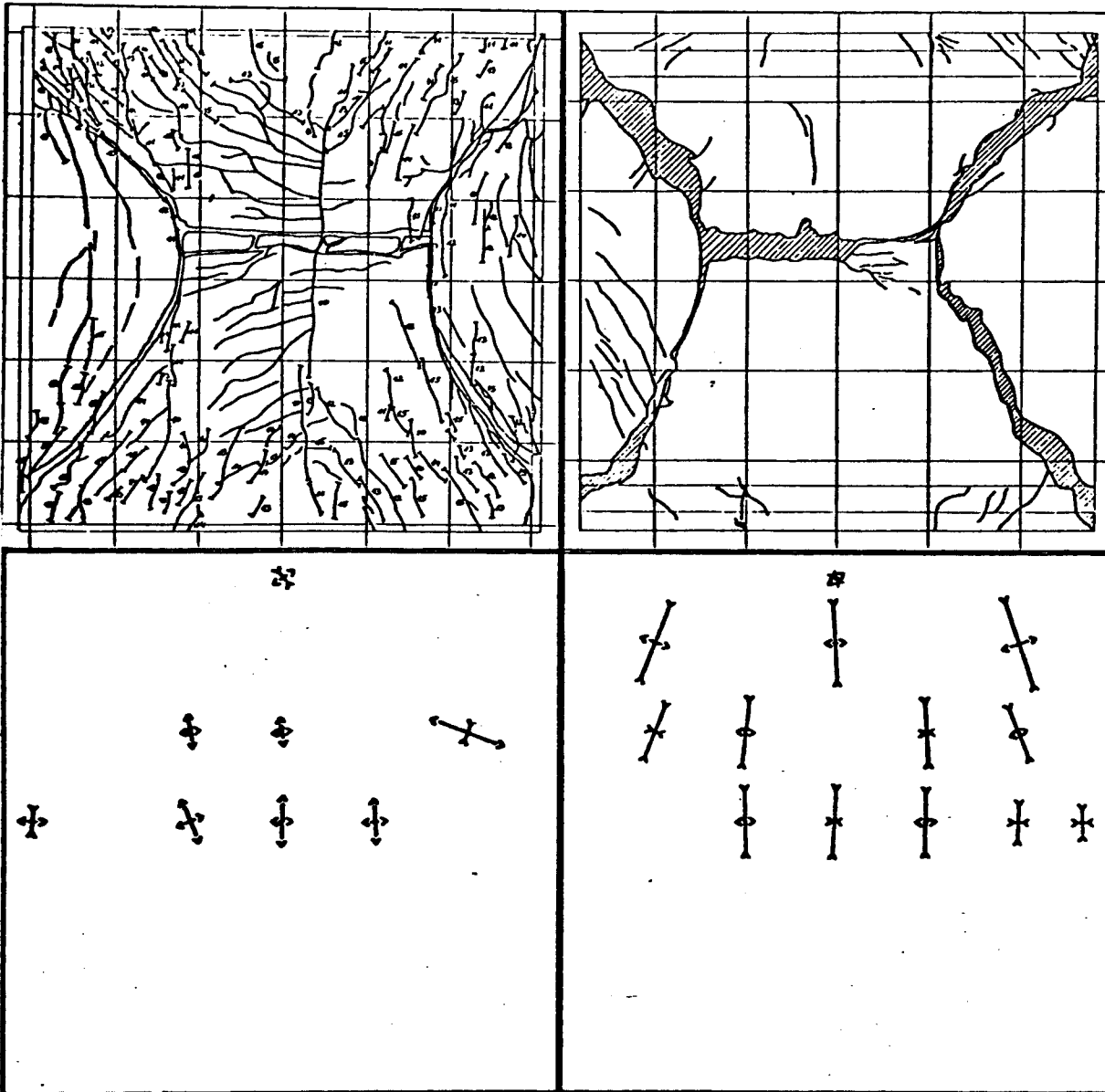


<-> : ZUG
>-< : DRUCK

BILD A44 WAND 4 IM BRUCHLASTBEREICH
RISSBILDER UND HAUPTDEHNUNGEN

ZUGSEITE

DRUCKSEITE



LASTSTUFE	GESAMTLAST
L10	1.80 MN
L11	2.09 -
L12	2.39 -
L13	2.52 -
L14	2.67 -
L15	2.82 -
BRUCH	3.40 -

BELASTUNGSRICHTUNG :



DEHNUNGSMASZSTAB [‰] :



<-> : ZUG
>-< : DRUCK

BILD A45 WAND 5 IM BRUCHLASTBEREICH
RISSBILDER UND HAUPTDEHNUNGEN

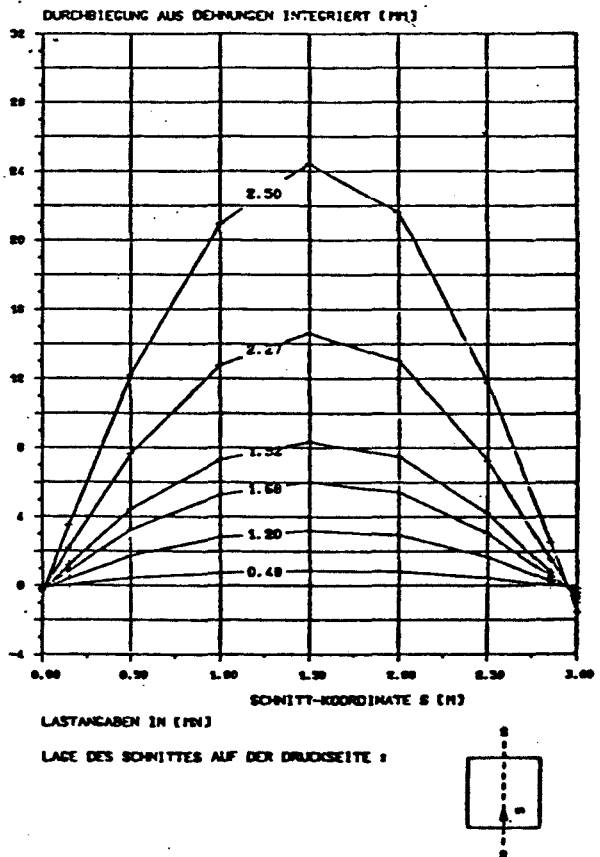
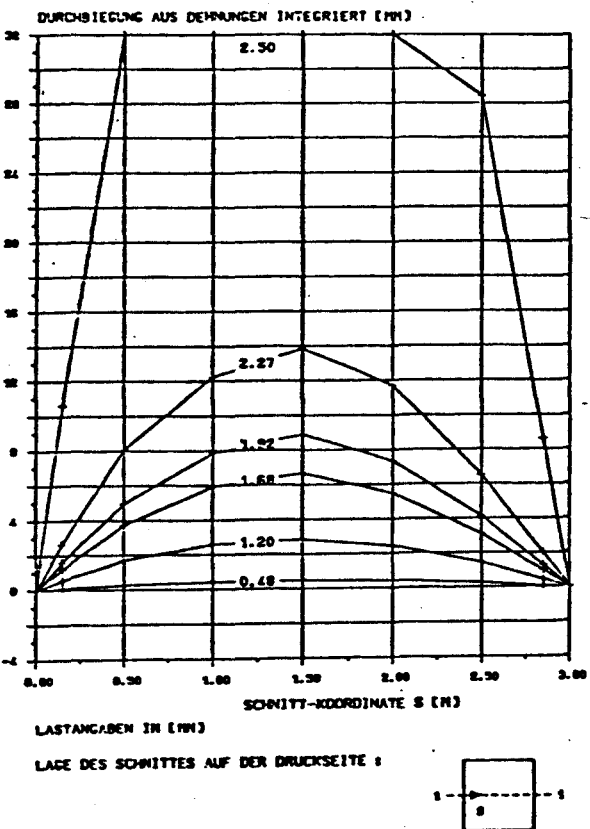
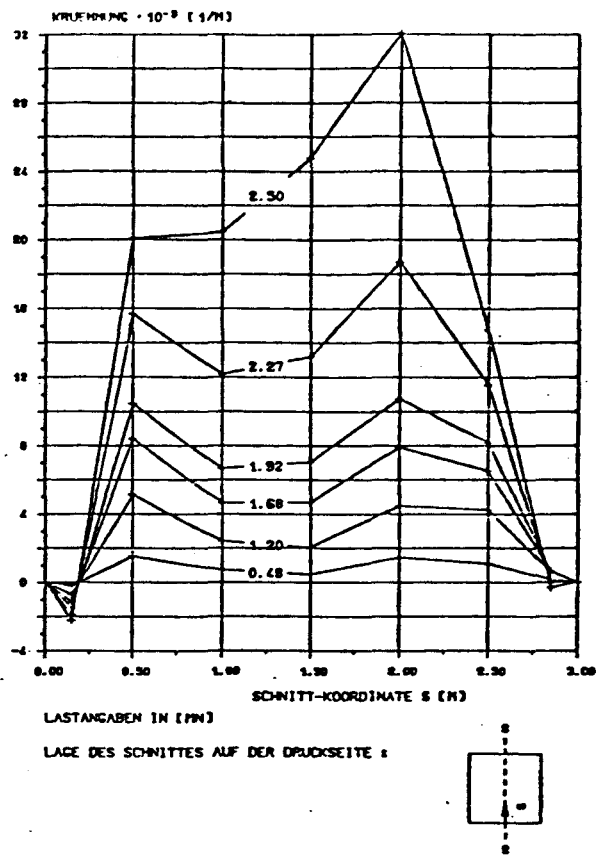
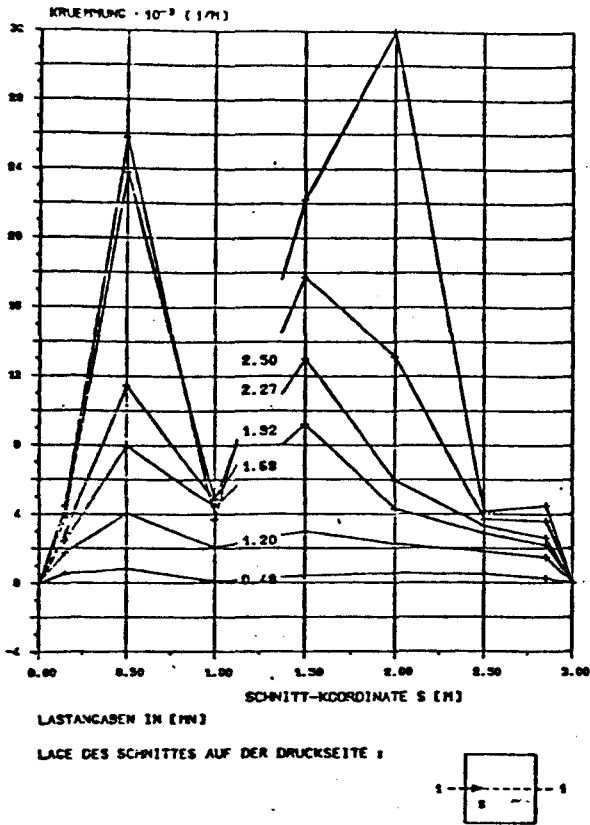


BILD A46 WAND 3

LASTABHAENGIGER VERLAUF DER AUS DEHNUNGEN ERRECHNETEN
KRUEMMUNGEN UND DURCHBIEGUNGEN ENTLANG AUSGEZEICHNETER SCHNITTE

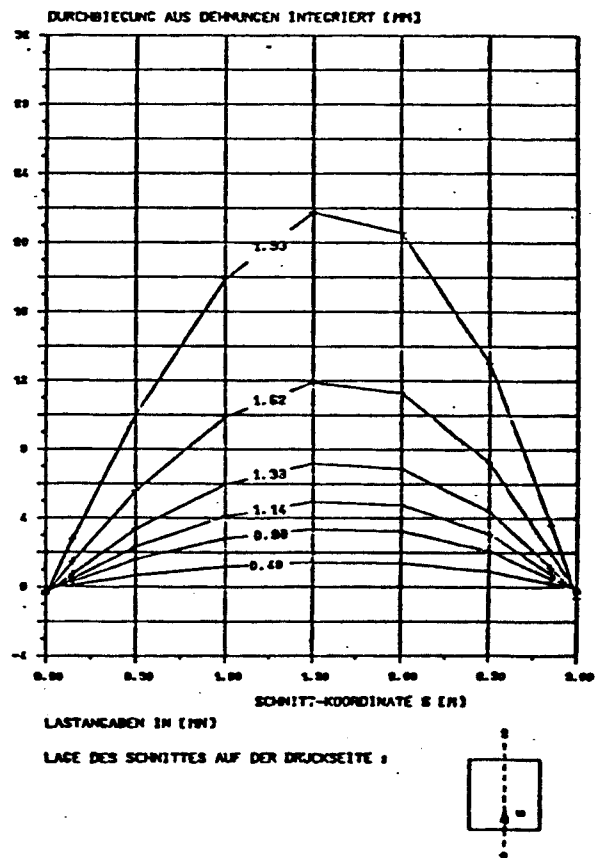
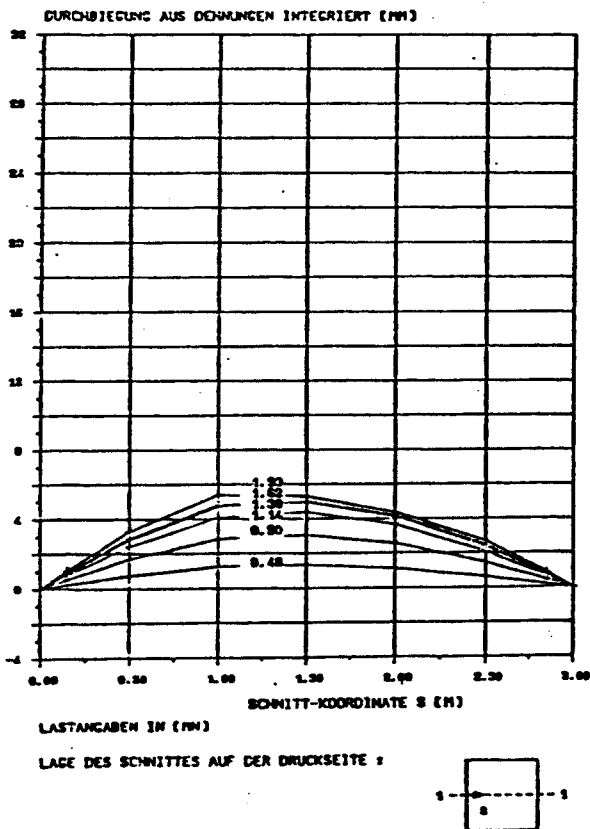
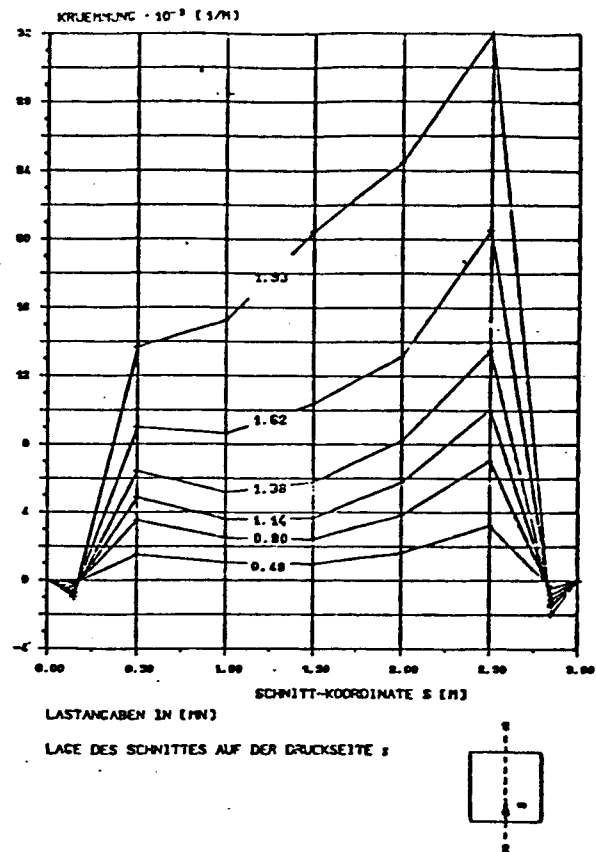
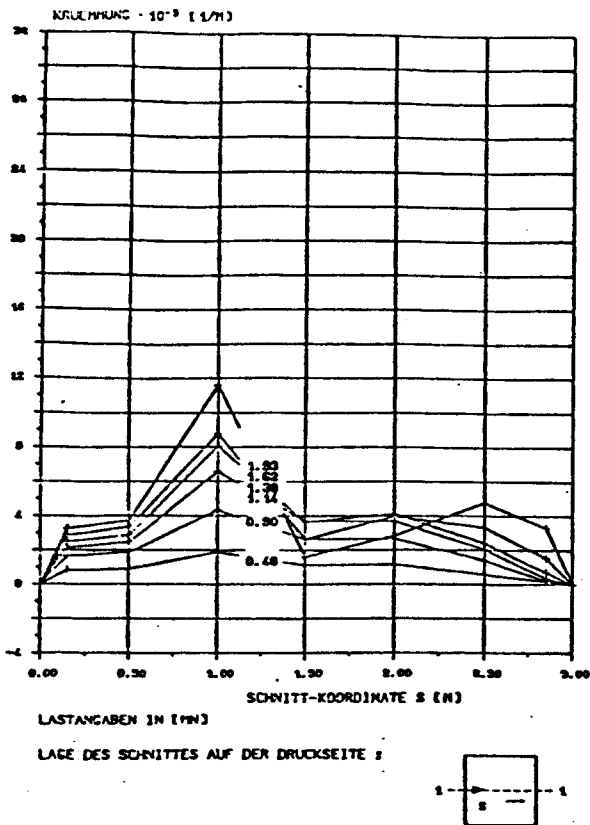


BILD A47 WAND 4

LASTABHAENGIGER VERLAUF DER AUS DEHNUNGEN ERRECHNETEN
KRÜMMUNGEN UND DURCHBIEGUNGEN ENTLANG AUSGEZEICHNETER SCHNITTE

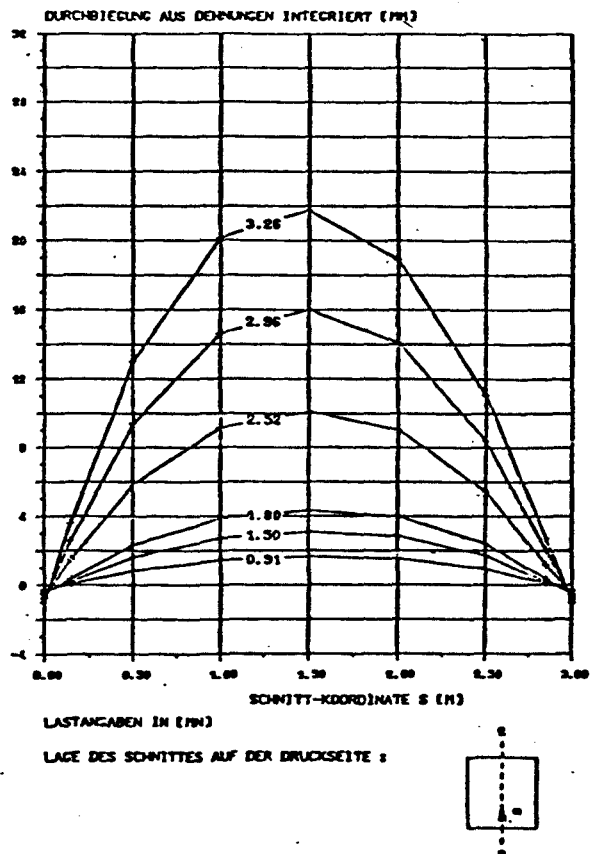
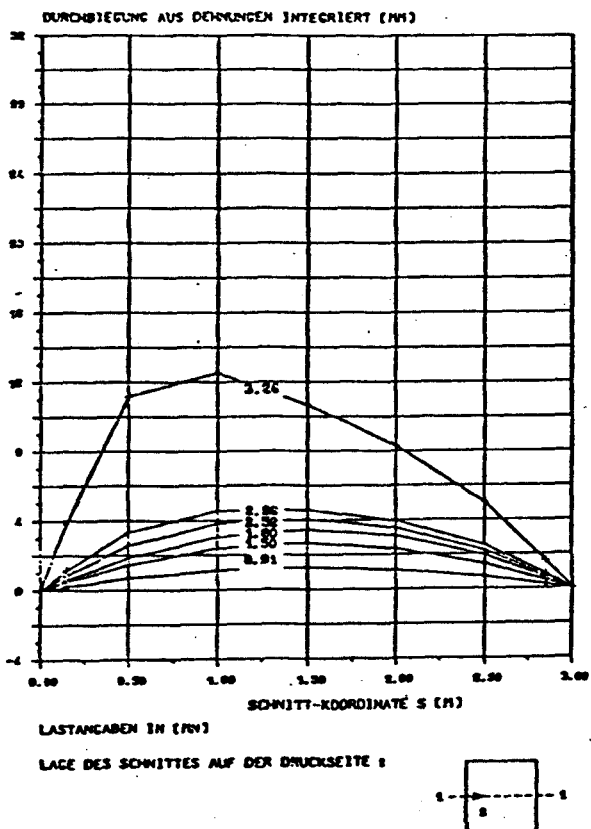
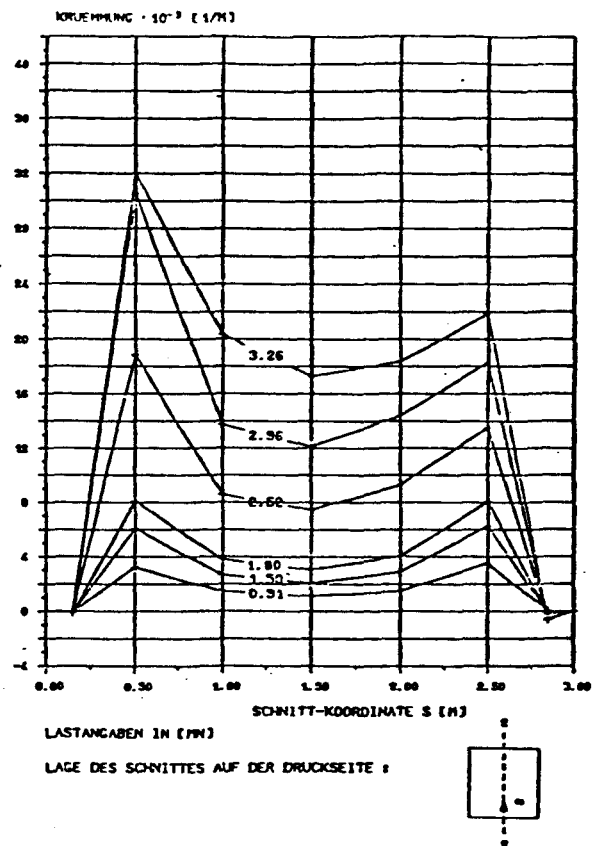
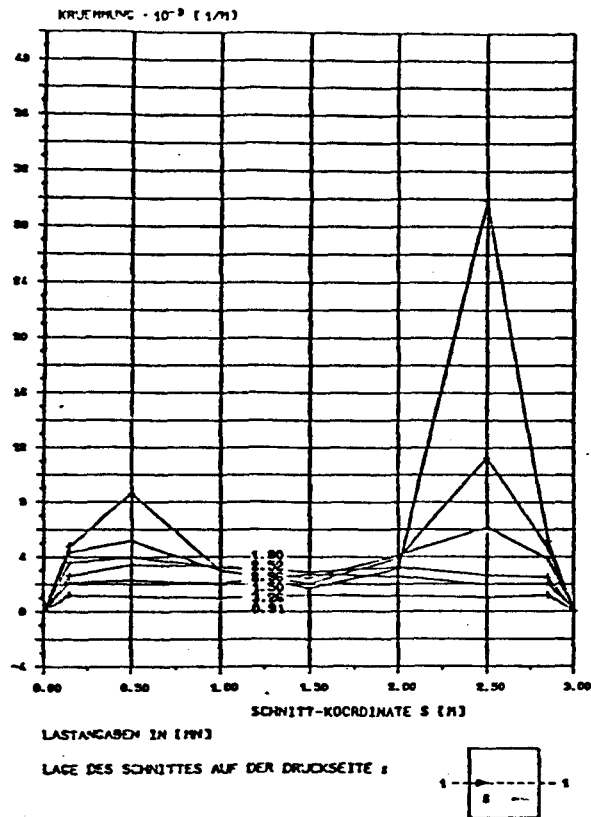


BILD A48 WAND 5

LASTABHAENGIGER VERLAUF DER AUS DEHNUNGEN ERRECHNETEN
KRUEHMUNGEN UND DURCHBIEGUNGEN ENTLANG AUSGEZEICHNETER SCHNITTE